

## ÍNDICE

<b>1. RESUMEN .....</b>	<b>1-11</b>
<b>2. JUSTIFICACIÓN DEL PRESENTE ESTUDIO .....</b>	<b>2-13</b>
<b>3. OBJETO DE ESTUDIO.....</b>	<b>3-14</b>
3.1    Objetivos generales.....	3-14
3.2    Objetivos específicos.....	3-14
<b>4. INTRODUCCIÓN. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA Y ESTADO DEL ARTE.....</b>	<b>4-15</b>
4.1    Sismicidad en Chile.....	4-15
4.1.1 <i>Terremotos registrados en Chile .....</i>	<i>4-21</i>
4.2    Sismicidad en Valdivia .....	4-27
4.2.1 <i>Terremotos registrados en Valdivia .....</i>	<i>4-29</i>
<b>5. DIAGNÓSTICO DE LA ZONA DE ACTUACIÓN.....</b>	<b>5-36</b>
5.1    Caracterización de la ciudad de Valdivia.....	5-36
5.1.1 <i>Localización .....</i>	<i>5-36</i>
5.1.2 <i>Marco geológico.....</i>	<i>5-37</i>
5.2    Caracterización del Puente Pedro de Valdivia .....	5-39
5.2.1 <i>Localización .....</i>	<i>5-39</i>
5.2.2 <i>Descripción general del puente .....</i>	<i>5-39</i>
5.2.3 <i>Marco geológico.....</i>	<i>5-43</i>
5.2.4 <i>Evaluación del estado de conservación.....</i>	<i>5-46</i>
<b>6. FUNDAMENTOS TEÓRICOS .....</b>	<b>6-53</b>
6.1    Terremoto .....	6-53
6.2    Conceptos generales en el análisis dinámico.....	6-57
6.2.1 <i>Masa y peso.....</i>	<i>6-57</i>
6.2.2 <i>Rigidez .....</i>	<i>6-57</i>
6.2.3 <i>Amortiguamiento .....</i>	<i>6-58</i>



Estudio Técnico. Universidad Austral de Chile.  
“Análisis modal y comportamiento del Puente Pedro de Valdivia  
frente al sismo de 1960”

6.2.4	Grados de libertad.....	6-61
6.2.5	Factor de seguridad y factor R .....	6-62
6.3	Análisis modal .....	6-64
6.3.1	Análisis modal espectral.....	6-65
6.4	Análisis Pushover.....	6-66
6.4.1	Método Capacidad-Demanda .....	6-69
6.5	Time History Analysis .....	6-73
6.6	Espectro de diseño .....	6-73
6.7	Diseño sísmico .....	6-74
6.7.1	Simbología.....	6-75
<b>7.</b>	<b>METODOLOGÍA .....</b>	<b>7-76</b>
<b>8.</b>	<b>DESARROLLO DEL ESTUDIO TÉCNICO.....</b>	<b>8-78</b>
8.1	Análisis modal .....	8-85
8.1.1	Análisis modal teórico del Puente Pedro de Valdivia .....	8-85
8.1.2	Modelo preliminar .....	8-86
8.1.3	Calibración del modelo.....	8-88
8.1.4	Calibración final del modelo.....	8-92
8.2	Estudio paramétrico del efecto de intensidad del sismo .....	8-97
<b>9.</b>	<b>RESULTADOS.....</b>	<b>9-100</b>
9.1	Modelo preliminar .....	9-100
9.2	Calibrado del modelo .....	9-100
9.3	Calibración final del modelo.....	9-104
<b>10.</b>	<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>10-106</b>
<b>11.</b>	<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>11-110</b>



Estudio Técnico. Universidad Austral de Chile.  
“Análisis modal y comportamiento del Puente Pedro de Valdivia  
frente al sismo de 1960”

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Cinturón o Anillo de Fuego del Pacífico. ....	4-15
Figura 2. Distribución de los sismos históricos en Chile (Mw: Momento Sísmico) .....	4-17
Figura 3. Esquema de la zona de subducción en Chile. ....	4-18
Figura 4. Principales fuentes sismogénicas. ....	4-19
Figura 5. Marco tectónico de Chile e interacción de las placas indicando sentido y velocidad de convergencia .....	4-20
Figura 6. Esquema de la interacción y posterior ruptura entre las placas Nazca-Sudamericana.....	4-21
Figura 7. Historia sísmica y longitud de ruptura.....	4-27
Figura 8. Foco sísmico asociados a la zona de subducción chilena. (Rojo Valdivia). ....	4-28
Figura 9. Los mayores terremotos registrados (Mw). ....	4-31
Figura 10. Efemérides sísmicas.....	4-33
Figura 11. Localización de la comuna de Valdivia en Chile.....	5-36
Figura 12. Geomorfología del sector céntrico de la ciudad de Valdivia. ....	5-37
Figura 13. Características geotécnicas básicas y respuesta sísmica, Valdivia. ....	5-38
Figura 14. Ubicación del puente Pedro de Valdivia, Valdivia. ....	5-39
Figura 15. Detalle de la rótula Gerber en apoyo fijo y móvil.....	5-40
Figura 16. Perfil longitudinal y vista en planta del puente Pedro de Valdivia (metros). ....	5-41
Figura 17. Sección transversal viga cajón de 2-4 células. ....	5-42
Figura 18. Sección transversal del tablero mixto y detalle de la viga metálica. ....	5-43
Figura 19. Amplificación sísmica, Valdivia.....	5-44
Figura 20. Características geotécnicas básicas. ....	5-44
Figura 21. Respuesta sísmica en el puente Pedro de Valdivia y alrededores.....	5-45
Figura 22. Mapa de geología y características geotécnicas de Valdivia .....	5-46
Figura 23. Rasante antes (línea verde) y después (línea azul) de la .....	5-48
Figura 24. Rasante en la zona central del Puente Pedro de Valdivia antes y después del sismo. ....	5-49

Figura 25. Armadura expuesta por desprendimiento y mala colocación del hormigón. ....	5-50
Figura 26. Junta de dilatación abierta y estado de la acera peatonal en la zona central del puente.....	5-51
Figura 27. Barras antisísmicas corroídas. ....	5-51
Figura 28. Escala de Richter. ....	6-54
Figura 29. Relación fuerza-desplazamiento. ....	6-58
Figura 30. Efecto de amortiguamiento en vibración libre. ....	6-59
Figura 31. Relación fuerza-velocidad para un amortiguamiento viscoso.....	6-59
Figura 32. Curva fuerza-deformación para un material inelástico. ....	6-60
Figura 33. Disipación de energía en un sistema inelástico. ....	6-60
Figura 34. Sistema de un grado de libertad.....	6-61
Figura 35. Diagrama de interacción entre axil-momento. ....	6-63
Figura 36. Primeros modos de vibración. ....	6-65
Figura 37. Ciclo de histéresis en un sistema estructural. ....	6-68
Figura 38. Curva de capacidad y estado operativo de la estructura. ....	6-70
Figura 39. Demanda que sufre la estructura. ....	6-71
Figura 40. Punto de trabajo de la estructura.....	6-72
Figura 41. Zona sísmica en la que se encuentra el puente Pedro de Valdivia.....	8-79
Figura 42. Esquema estructural de la viga Gerber, Puente Pedro de Valdivia. ....	8-85
Figura 43. Momento flector máximo debido a la acción sísmica longitudinal (modelo teórico). ....	8-86
Figura 44. Primer modo fundamental transversal (modelo inicial).....	8-87
Figura 45. Primer modo fundamental longitudinal (modelo inicial). ....	8-87
Figura 46. Momento flector máximo debido a la acción sísmica longitudinal (modelo inicial). ....	8-88
Figura 47. Disposición y estado de la rótula de la viga Gerber.....	8-89
Figura 48. Sección transversal nº129. ....	8-90
Figura 49. Primer modo fundamental transversal (modelo calibrado). ....	8-91



Estudio Técnico. Universidad Austral de Chile.  
“Análisis modal y comportamiento del Puente Pedro de Valdivia  
frente al sismo de 1960”

Figura 50. Primer modo fundamental longitudinal (modelo calibrado).....	8-91
Figura 51. Momento flector máximo debido a la acción sísmica longitudinal (calibrado 1). ....	8-92
Figura 52. Primer modo fundamental transversal (calibración final). ....	8-96
Figura 53. Primer modo fundamental longitudinal (calibración final). ....	8-96
Figura 54. Momento flector máximo debido a la acción sísmica longitudinal (calibrado final). ....	8-96
Figura 56. Primer modo fundamental transversal modelo preliminar y calibrado. ....	9-101
Figura 56. Primer modo fundamental longitudinal modelo preliminar y calibrado. ....	9-101
Figura 57. Comportamiento sísmico en función del tipo de comportamiento. ....	9-103
Figura 58. Modelo final del Puente Pedro de Valdivia, Sofistik. ....	9-105



Estudio Técnico. Universidad Austral de Chile.  
“Análisis modal y comportamiento del Puente Pedro de Valdivia  
frente al sismo de 1960”



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Zonas sismogénicas en función de la profundidad. ....	4-18
Tabla 2. Cuadro resumen de los sismos más catastróficos y recientes de Chile. ....	4-26
Tabla 3. Grandes terremotos en la ciudad de Valdivia Chile. ....	4-34
Tabla 4. Escala de Richter relacionando amplitud, magnitud y efectos. ....	6-54
Tabla 5. Escala de Mercalli relacionando la intensidad y efectos. ....	6-56
Tabla 6. Factor de comportamiento en puentes regulares. ....	6-62
Tabla 7. Periodo de retorno dependiendo de la frecuencia del sismo. ....	6-70
Tabla 8. Comparación entre valor de aceleración máxima y aceleración efectiva máxima del suelo. ...	8-80
Tabla 9. Periodos de retorno para el diseño. ....	8-81
Tabla 10. Vida útil de diseño. ....	8-81
Tabla 11. Peligro de socavación sísmica. ....	8-81
Tabla 12. Obtención de la Categoría de Comportamiento Sísmico. ....	8-82
Tabla 13. Coeficiente del suelo en función del tipo de suelo. ....	8-83
Tabla 14. Coeficiente de importancia (K1) en función del CI ....	8-83
Tabla 15. Constantes espectrales en función del tipo de suelo ....	8-84
Tabla 16. Tabla resumen de los parámetros que componen el espectro de diseño ....	8-84
Tabla 17. Esfuerzo último en la base de la pila (modelo teórico).....	8-86
Tabla 18. Los 10 primeros modos resistentes del Puente Pedro de Valdivia (modelo inicial) ....	8-86
Tabla 19. Esfuerzo último en la base de la pila (modelo inicial).....	8-88
Tabla 20. Los 10 primeros modos resistentes del Puente Pedro de Valdivia (calibrado 1).....	8-90
Tabla 21. Esfuerzo último en la base de la pila, Sofistik (calibrado 1) ....	8-92
Tabla 22. Esfuerzo último en la base de la pila, Manual de Carreteras (calibrado 1). ....	8-92
Tabla 23. Esfuerzo último en la base de la pila, (calibración final).....	8-94
Tabla 24. Esfuerzo último en la base de la pila, (calibración final).....	8-97
Tabla 25. Esfuerzo último en la base de la pila, rótulas deslizantes (calibración final) ....	8-97





Estudio Técnico. Universidad Austral de Chile.  
“Análisis modal y comportamiento del Puente Pedro de Valdivia  
frente al sismo de 1960”

Tabla 26. Relación existente entre la intensidad y la aceleración del suelo. ....	8-97
Tabla 27. Comprobación del efecto del sismo longitudinal para los distintos niveles de confianza.....	9-100
Tabla 28. Comprobación del efecto del sismo transversal para los distintos niveles de confianza. ....	9-100
Tabla 29. Comprobación del efecto del sismo longitudinal para los distintos niveles de confianza (modelo inicial y calibrado).....	9-102
Tabla 30. Comprobación del efecto del sismo longitudinal para los distintos niveles de confianza (escenario 1).....	9-102
Tabla 31. Comprobación del efecto del sismo longitudinal para los distintos niveles de confianza (escenario 2).....	9-102
Tabla 32. Comprobación del efecto del sismo transversal para los distintos niveles de confianza (escenario 2).....	9-103
Tabla 33. Comprobación del efecto del sismo longitudinal para los distintos niveles de confianza (calibración final).....	9-104
Tabla 34. Comprobación del efecto del sismo transversal para los distintos niveles de confianza (calibración final).....	9-104
Tabla 35. Comprobación del efecto del sismo longitudinal para los distintos niveles de confianza (calibración final-rótulas deslizantes).....	9-105
Tabla 36. Comprobación del efecto del sismo transversal para los distintos niveles de confianza (calibración final-rótulas deslizantes).....	9-105



Estudio Técnico. Universidad Austral de Chile.  
“Análisis modal y comportamiento del Puente Pedro de Valdivia  
frente al sismo de 1960”

## MEMORIA

---

### 1. RESUMEN

A lo largo de la historia tanto en Chile, como en los distintos lugares considerados activos sísmicamente, las estructuras y por ende los puentes, son sísmicamente vulnerables. Queda de manifiesto la importancia que ha de darles para conservar su integridad ante este tipo de eventos naturales.

Se trata de un puente diseñado por el ingeniero Federico Wiese cuya estructura se ha visto modificada tras el sismo ocurrido en 1960. Actualmente, este puente consta de 5 vanos, de los cuales los dos extremos han pasado a ser de vigas de tipología mixta (acero-hormigón). El tramo central compuesto por 3 vanos de hormigón armado es motivo de estudio, ya que es el tramo que soportó dicho sismo sin entrar en colapso.

En la presente tesis se pretende realizar un estudio y análisis acerca de los distintos efectos que produjo el conocido sismo del año 1960 ocurrido en la localidad de Valdivia, Chile. Del mismo modo se busca encontrar un motivo por el cual el puente “Pedro de Valdivia” aguantó el sismo de mayor magnitud registrado en la historia de la humanidad, así como un análisis modal que defina la dinámica de dicho puente.

Para el desarrollo de la tesis se ha desarrollado un modelo en el software de elementos finitos Sofistik para así poder desarrollar un escenario que ayude a entender cómo se comporta el puente frente a excitaciones externas como es el caso del sismo. De este modo, teniendo en cuenta el momento último en la base de la pila más solicitada y los factores de confianza se puede realizar el cálculo del factor de seguridad FS y por consiguiente el factor R.

Tras diferentes estudios realizados se ha obtenido un resultado que muestra que el puente es más vulnerable en dirección longitudinal, por ello esta tesis se enfoca principalmente en el estudio del sismo longitudinal y en la forma de paliar este problema. De este modo se puede llegar a diferentes hipótesis que posibiliten la respuesta de lo sucedido en ese año 1960.

*Palabras clave: sismicidad, sismorresistente, terremoto, análisis modal, análisis dinámico, espectro*



## ABSTRACT

Throughout history, both in Chile and in the different places considered seismically active, the structures and therefore the bridges are seismically vulnerable. It's clear how important it must be to preserve their integrity in the face of this type of natural event.

The bridge was designed by the engineer Federico Wiese, whose structure has been modified after the earthquake in 1960. Currently, this bridge consists of five spans, of which the two ends have become beams of mixed type (steel-concrete). The central section made up of three reinforced concrete spans is the reason for the study, because it is the section that supported this earthquake without collapsing.

This thesis is intended to make a study and analysis about the different effects produced by the well-known earthquake of the year 1960, that occurred in the town of Valdivia, Chile. It also seeks to find a reason why the bridge "Pedro de Valdivia" endured the most powerful earthquake ever recorded in the history of humanity, as well as a modal analysis that defines the dynamics of the bridge.

For the development of the thesis, a model has been developed in the Sofistik finite element software in order to develop a scenario that helps to understand how the bridge behaves in the face of external excitations, such as earthquakes. In this way, taking into account the last momento ( $M_u$ ) in the base of the most requested pillar and the confidence factors, it is possible to calculate the safety factor  $FS$  and therefore the  $R$  factor.

After different studies, a result has been obtained shows that the bridge is more vulnerable in longitudinal direction, so this thesis focuses mainly on the study of the longitudinal earthquake and how to solve this problem. In this way, different hypotheses can be reached that allow response of what happened in that year, 1960.

*Keywords: seismicity, seismic-resistant, earthquake, modal analysis, dynamic analysis, spectrum*

## 2. JUSTIFICACIÓN DEL PRESENTE ESTUDIO

No cabe duda de que Chile es uno de los países con mayor actividad sísmica del planeta, por lo que es el escenario ideal para realizar el estudio que se plantea en esta tesis. Tal es así que en promedio en los 445 últimos años un terremoto destructor de magnitud superior a ocho ( $M_w > 8$ ) se ha producido cada dieciocho años en alguna parte del territorio chileno. Asimismo, aprovechando que el terremoto con mayor magnitud registrado en toda la historia de la humanidad se produjo el 22 de mayo del 1960 en la región de Valdivia, se ha procedido a estudiar uno de los puentes que en teoría soportó el conocido “Gran Terremoto”, eso sí sufriendo algunos daños que se irán detallando más adelante.

Por ello, la finalidad de esta tesis “Comportamiento del Puente Pedro de Valdivia frente al sismo del 1960” es poder realizar una simulación lo más próxima a la realidad de cómo se comportó este puente cuando ocurrió este “Gran Terremoto”, así como cuáles podrían ser los motivos por el cual este puente no se derrumbó con el sismo del año 1960, ya que fue una gran estructura que no entró en colapso.

Para llevar a cabo dicho estudio, se hará uso de toda la información que se haya recogido hasta el momento de diferentes tesis, proyectos y estudios realizados de manera que se pueda definir con la mayor exactitud posible el análisis modal que envuelve el Puente Pedro de Valdivia.

A diferencia de las edificaciones tales como hospitales, viviendas, colegios, etc., los puentes (construcción indispensable para dar conexión entre dos puntos separados por un obstáculo) deben conservar su integridad ante un evento sísmico, ya que son líneas vitales de comunicación. De no ser así se pretende poder dar una respuesta antes de que ocurra un nuevo estado de riesgo estructural para así poder manejar los posibles estados de emergencia y evacuación.

En definitiva, la iniciativa de este estudio parte de la conexión entre las universidades de Cantabria y la Austral de Chile y sobre todo la afinidad que existe entre los dos tutores encargados de dicha tesis para así poder llegar a unas nuevas conclusiones acerca de lo sucedido en el año 1960, así como cuál será la respuesta del Puente Pedro de Valdivia frente a nuevos episodios sismográficos.



### 3. OBJETO DE ESTUDIO

#### 3.1 Objetivos generales

La presente tesis tiene como objetivo principal justificar, a partir de un modelo de elementos finitos, cómo fue posible que el Puente Pedro de Valdivia no colapsase tras el sismo más grande registrado en la historia de la humanidad (9,5Mw).

#### 3.2 Objetivos específicos

- Conocer el comportamiento tectónico y sismicidad de Chile y en especial de la Ciudad de Valdivia.
- Establecer un contexto geológico y geomorfológico general de los suelos que conforman la ciudad de Valdivia, a partir de la recopilación de información histórica complementada con estudios recientes.
- Definir el marco teórico de los daños que ha sufrido el puente a lo largo de su historia.
- Realizar una revisión del estado actual del Puente Pedro de Valdivia que muestre los daños e intervenciones a la que ha sido sometido.
- Realizar un análisis modal numérico de la estructura “Puente Pedro de Valdivia” por elementos finitos mediante el modelo SOFISTIK
- Realizar un análisis modal espectral del puente en base al Manual de Carreteras Chilena. Volumen 3: sección 3.1004.
- Generar un modelo de análisis y realizar los ensayos oportunos en función del modelo inicial

#### 4. INTRODUCCIÓN. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA Y ESTADO DEL ARTE

En este apartado se realiza una introducción relacionada con la actividad sísmica del país de Chile, así como su motivo. Claro está que la región de Los Ríos tiene un papel fundamental en dicha introducción, ya que da lugar a la ubicación donde se haya el puente Pedro de Valdivia.

A parte de lo nombrado anteriormente se procede a realizar un recorrido a través del tiempo obteniendo y plasmando los diferentes sismos que se han registrado a lo largo de los últimos siglos.

##### 4.1 Sismicidad en Chile

Chile es un país de unos 18 millones de habitantes ubicado en el extremo suroeste de América del Sur y actualmente se considera un país de ingreso alto y en vías de desarrollo. Dado que cuenta con una longitud aproximada de 4200 kilómetros, es de esperar encontrarse con varias zonas que poseen diferentes actividades sísmicas, de hecho, desde el año 1962 se han llegado a registrar más de 4000 terremotos de magnitud superior a cinco [1]. La respuesta a la gran sismicidad del país viene referenciada por el hecho de que Chile está ubicado en el denominado “Cinturón o Anillo de Fuego”, la zona del planeta más sensible a los sismos debido a que reposa sobre varias placas tectónicas que están en permanente fricción y, por consiguiente, acumulan tensión.

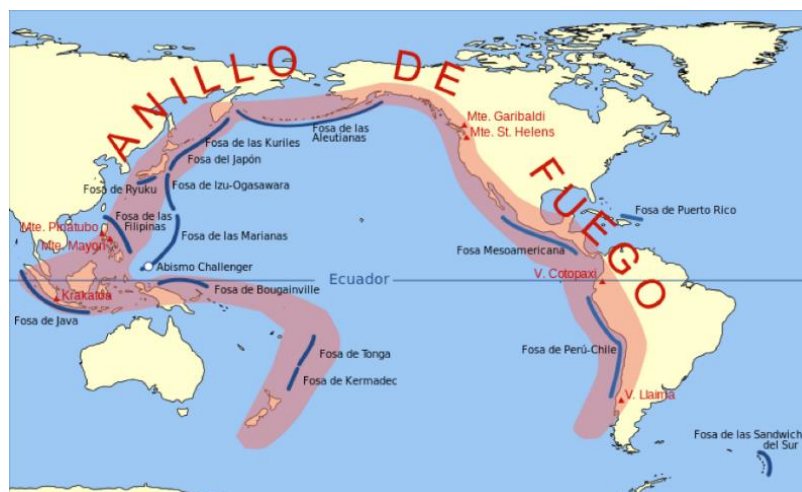


Figura 1. Cinturón o Anillo de Fuego del Pacífico.  
Fuente: Google.images



Estudio Técnico. Universidad Austral de Chile.  
“Análisis modal y comportamiento del Puente Pedro de Valdivia  
frente al sismo de 1960”

Sumado al Anillo de Fuego, según indica el Centro Sismológico Nacional (CSN), Chile se encuentra ubicado sobre la placa Sudamericana, en su borde occidental donde convergen y generan zonas de subducción las placas Nazca y Antártica, en tanto que la placa de Scotia se desliza horizontalmente respecto a la placa Sudamericana [2]. Todas estas interacciones que sufren las placas se ven reflejadas en la deformación del continente Sudamericano generando así, terremotos en todo Chile.

Por otro lado, el peligro sísmico que acecha al país chileno no contempla una distribución homogénea. Esta afirmación se basa en los datos obtenidos en los cuales dice que entre Arica y la península de Taitao la sismicidad es mayor que en la región de austral [3].

A continuación, se procede a plasmar mediante la siguiente figura las distintas áreas afectadas por rupturas de fallas que posibilitan el resultado de un terremoto, en este caso se exponen aquellas magnitudes próximas o superiores a ocho ( $M_w=8$ ). En ella se pueden observar diferentes elipsoides que representan la distribución de planos de ruptura de los terremotos registrados en el margen occidental de Sudamérica. En amarillo se hace hincapié en el último gran terremoto registrado en Chile: El Terremoto del Maule “27 de febrero de 2010” [4].



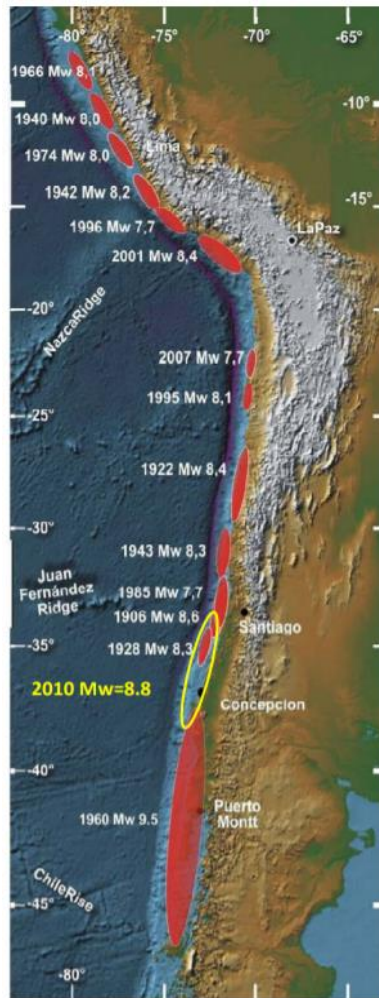


Figura 2. Distribución de los sismos históricos en Chile (Mw: Momento Sísmico)  
 Fuente: Informe del terremoto del Maule [4]

Como se puede observar en dicha figura 2. prácticamente la totalidad de la costa de Chile ha sufrido algún episodio sismológico de gran importancia. En ella se puede destacar el terremoto ocurrido en el año 1960 donde una zona de falla situado a lo largo de la costa de Chile se rompió a lo largo de casi 1000 kilómetros de su desarrollo latitudinal.

El país chileno está caracterizado por contar con una situación tectónica en la cual predomina la subducción, es decir, placa litosférica penetra bajo otra.

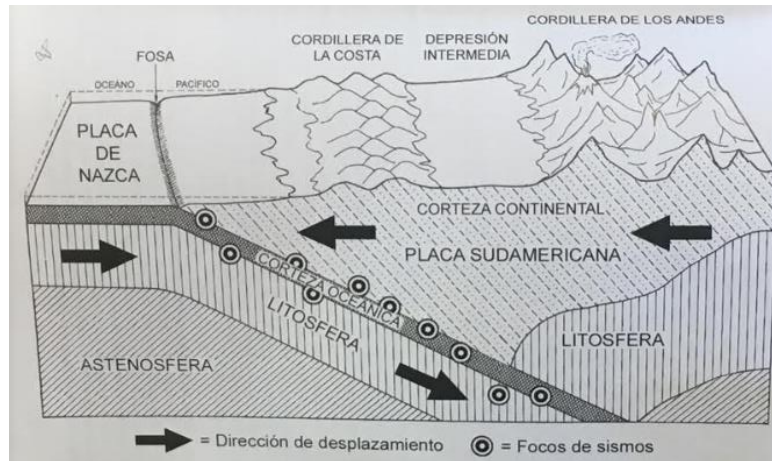


Figura 3. Esquema de la zona de subducción en Chile.  
 Fuente: Rojas, 2010 [3]

Como se puede observar en la figura adjunta, existen diferentes focos sísmicos los cuales cuentan con diferentes profundidades. Los focos sísmicos que se concentran en la superficie son aquellos que se encuentran próximos a zonas cercanas a la costa y a medida que se va introduciendo en el continente, dichos focos se van profundizando:

Tabla 1. Zonas sismogénicas en función de la profundidad. Fuente: Valdivia 1960. Entre aguas y escombros [3]

Profundidad (km)	Lugar
0-20	Cordillerana de Chile central y Extremo sur
0-50	Costa
70-100	Dentro de la placa Nazca
150-650	Próximo a Bolivia

Como se ha comentado anteriormente, la gran actividad sísmica chilena viene definida por el resultado de interacción de las placas; Nazca, Antártica, Scotia y Sudamericana. De hecho, existen cuatro fuentes sismogénicas que definen la sismología total de Chile [5]:

- Interplaca: producida por el contacto entre las placas Nazca-Sudamericana, con una extensión desde la fosa hasta unos 50-60 kilómetros de profundidad. El tamaño del terremoto es proporcional al área de la zona que ha logrado moverse y cuánto se ha

movido. Estos son los sismos de mayor magnitud entre los que destaca el terremoto de 1960 en Valdivia ( $M_w = 9.5$ ).

- Intraplaca (profundidad intermedia): producida dentro de la propia placa Nazca, con una extensión desde los 50 kilómetros hasta 200 kilómetros de profundidad. El daño producido por estos sismos, para una misma magnitud, es mayor que el de los sismos interplaca. Un ejemplo de este tipo de sismos es el terremoto de Punitaqui en 1997 ( $M_w = 7.1$ ) [6].
- Cortical: producida en el interior de la placa Sudamericana con una profundidad inferior a 30 kilómetros. Principalmente en los sectores precordilleranos y cordilleranos. Un ejemplo de estos sismos es el terremoto de Las Melosas de 1958 ( $M_w = 6.3$ ) en el Cajón del Maipo frente a Santiago [7].
- Outer-Side: producida por la flexión de la placa Nazca (“bending”) previa a la subducción y a 150 kilómetros o más de la costa. Por lo general tienen magnitudes inferiores a 8 y entre ellos se puede destacar el terremoto de 2001 ( $M_w = 6.7$ ), frente a las costas de Valparaíso. [8]

Felipe Leyton junto a Sergio Ruiz y Sergio Sepúlveda muestran una figura más detallada de las fuentes sismogénicas presentes en el territorio nacional.

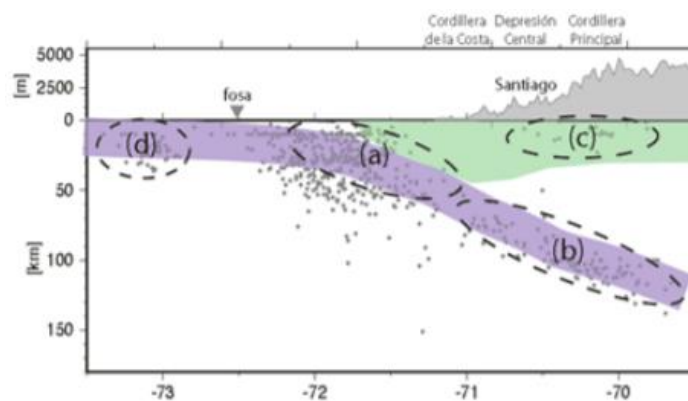


Figura 4. Principales fuentes sismogénicas.  
 Fuente: Leyton et al., 2010 [5]

En la figura 4., se pueden distinguir las distintas zonas (a: interplaca; b: interplaca de profundidad intermedia; c: corticales; d: outer-rise) enumeradas anteriormente, así como las dos placas que mayor número de terremotos producen en Chile (Morada: placa Nazca; verde: placa Sudamericana).

Como se ha comentado, uno de los motivos principales de ocurrencia de terremotos en Chile es debido a la interacción entre la placa Nazca con la de Sudamérica, ésta primera se introduce por debajo de esta última con un movimiento relativo del orden de 6,5-7cm/año, esto genera una acumulación de tensiones originando sismos interplaca que dan como resultado terremotos fuertes y de escasa profundidad, siendo estos mismo los más destructivos [3].

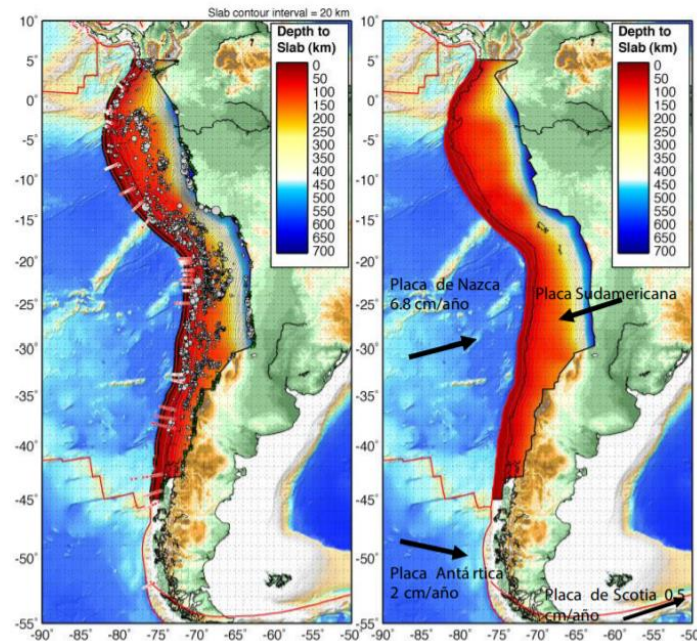


Figura 5. Marco tectónico de Chile e interacción de las placas indicando sentido y velocidad de convergencia  
 Fuente: Centro Sismológico Nacional [2]

No obstante, por lo general ambas placas (Nazca-Sudamérica) se encuentran trabadas, es decir, no sufren movimiento relativo. Esto supone que la deformación elástica de ambas placas continúe acumulándose hasta llegar a su límite, activándose de este modo la falla en el contacto y generando el terremoto. Esto permite que finalmente la placa Nazca, más densa, penetre bajo la placa Sudamericana recuperando parte de su posición previa al inicio del actual ciclo sísmico, es decir, se mueva violentamente en un par de minutos hacia el Oeste a lo largo de la zona de contacto con desplazamientos del orden de 10 a 12 m. Puntualmente estos valores de desplazamiento pueden ser aún mayores [9].

Para poder entender la importancia que tiene esa acumulación de esfuerzos, James N. Brune estableció una relación entre la tasa de momento sísmico y la velocidad a la que se desplazan

los bloques tectónicos, así como el tamaño del área en el que se genera el choque y el coeficiente de rigidez de la corteza [10].

Ecuación 1

$$\dot{M}_0 = \mu A \bar{u}$$

Donde:

- $M_0$  es el momento sísmico
- $\mu$  es el coeficiente de rigidez de la corteza
- $A$  es el área de choque
- $\bar{u}$  es la tasa de deslizamiento “slip rate”

Apoyándose en esta ecuación, se posibilita cuantificar la acumulación de esfuerzos anual que se va generando en el ciclo sísmico de cualquier fuente sísmica.

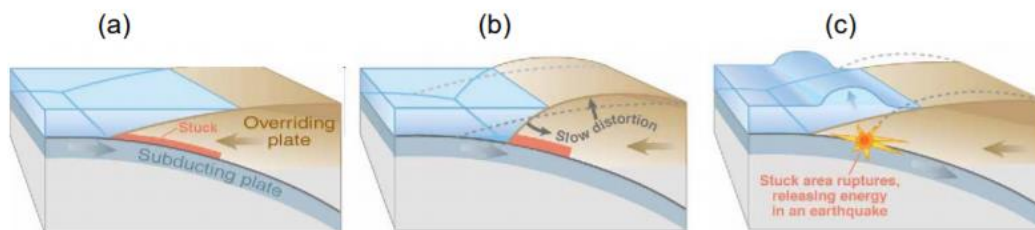


Figura 6. Esquema de la interacción y posterior ruptura entre las placas Nazca-Sudamericana.  
 Fuente: Barrientos, 2010 [9]

En esta figura se puede apreciar el proceso que siguen ambas placas, la subductante (Nazca) y cabalgante (Sudamericana). En las dos primeras figuras se puede apreciar una zona roja que representa que ambas placas están trabadas de manera que empieza la deformación de ellas, en especial la sudamericana dando origen a un sismo en el momento que se libera la energía elástica que no puede seguir acumulándose.

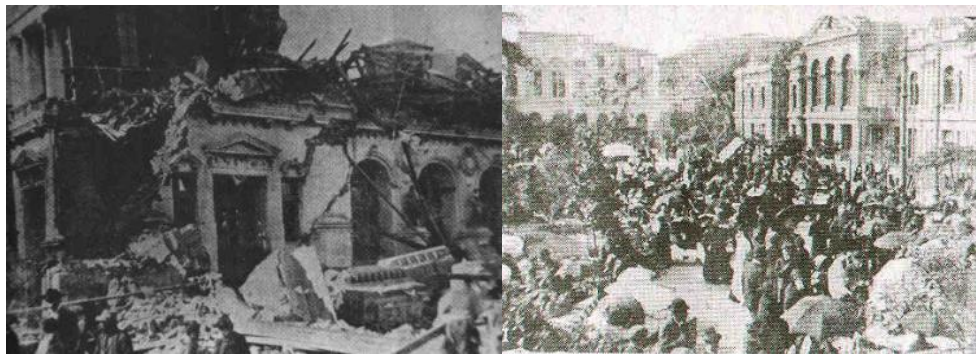
#### 4.1.1 Terremotos registrados en Chile

En este apartado con ayuda del Centro Sismológico Nacional, se hará referencia a algunos de los terremotos más importantes registrados en el país en los últimos 115 años, registrando información referente a lo acontecido, así como magnitudes, intensidad y motivos [11].



- Valparaíso, 1906

El 16 de agosto del año 1906 es una fecha marcada en la ciudad de Valparaíso, en ella poco antes de las ocho de la tarde se produjo un movimiento de tierra de unos cuatro minutos [12]. No obstante, tras un parón de unos quince minutos, se produjo un movimiento más breve pero más fuerte (7,9 Escala Richter) que acabó con barrios enteros ubicados sobre tierras de relleno. A la destrucción urbana hay que sumarle las más de 3000 muertes que se registraron.



*Imagen 1. Teatro Victoria y calles de Valparaíso tras el sismo.  
Fuente: AngelFire [12]*

La importancia de este terremoto, además de su gran magnitud fue el hecho de que se realizó el primer estudio exhaustivo de las normas de construcción y se asentaron las bases del desarrollo de la sismología en Chile.

- Vallenar, 1922

El 10 de noviembre del año 1922 se produjo el terremoto de Vallenar, en la frontera entre Chile y Argentina. Se conoce que al menos hubo dos grandes sacudidas en un espacio temporal de unos ocho minutos. Dicho terremoto se posiciona entre los cuatro mayores terremotos sufridos por los habitantes chilenos (8,4 Escala Richter). Junto con la destrucción urbana hay que sumarle el alrededor de 800 muertes que se registraron [13].



*Imagen 2. Casas destruidas en el centro de Valdivia.  
Fuente: Wikipedia.org*

- Chillán, 1939

Este terremoto que azotó la comuna de Chillán el 24 de enero de 1939 es conocido como el terremoto que más pérdidas humanas y daños materiales ha causado en Chile. Según el Centro de Sismología Nacional el epicentro del sismo se localizó al NE de Concepción, siendo Chillán una de las ciudades más afectadas. La peculiaridad de este sismo de gran envergadura es el hecho que se trata de un sismo intraplaca, es decir, que ocurre en el interior de la placa Nazca y no por el interfaz de las placas Nazca-Sudamericana. El director del CSN Sergio Barrientos cita “este sismo ocurre en una zona más acotada, pero con mayor desplazamiento relativo que genera mucha energía en alta frecuencia y esto produce mayor daño a las estructuras”. [14]



*Imagen 3. Desplome de las construcciones de la ciudad de Chillán.  
Fuente: CSN [14]*

En Chillán, más de la mitad de las construcciones de la ciudad se desplomaron y en cuanto al número de pérdidas humanas, la cifra oficial recogida por el CSN dictamina

que murieron en torno a 24000 personas, no obstante, algunos datos dicen que el número ascendió a 30000 de las cuales sólo 5685 fueron identificadas.

- Valdivia, 1960

El terremoto conocido como El Gran Terremoto de Chile, fue un terremoto ocurrido el 22 de mayo del año 1960. Como se ha ido comentando a lo largo de la tesis, el motivo fue cuando una zona de falla se rompió a lo largo de casi 1000 kilómetros de su desarrollo latitudinal. En definitiva, se trata de un tipo de falla inversa interplacas (Nazca-Sudamericana-Chiloé). Se conoce que la sacudida tuvo una duración de unos 3-4 minutos.



El terremoto de 1960 supuso una ruptura tectónica de proporciones nunca antes registradas en la historia de la humanidad. Dicho terremoto se posiciona en cabeza de terremotos con mayor magnitud registrados desde el siglo XX (8,5 Escala Richter)<sup>1</sup>. A la destrucción urbana hay que sumarle el alrededor de 2000 muertes que se registraron [15]

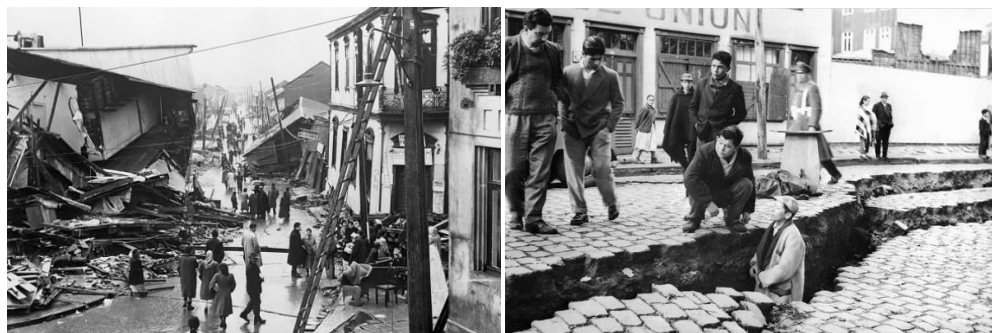


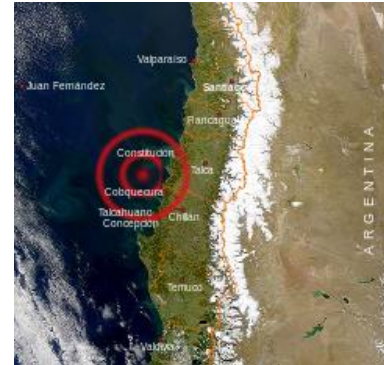
Imagen 4. Destrucción de las calles y construcciones en la ciudad de Valdivia.  
 Fuente: Google.images

<sup>1</sup> Datos actuales informan que la magnitud de dicho terremoto fue de 9,5 Mw



- Cauquenes, 2010

El terremoto conocido como 27F, fue un terremoto que ocurrió el 27 de febrero del año 2010. Dicho terremoto es de tipo falla inversa interplacas ubicado en el borde convergente entre la placa Nazca y Sudamericana. Se conoce que la sacudida tuvo una duración de unos 4-5 minutos.



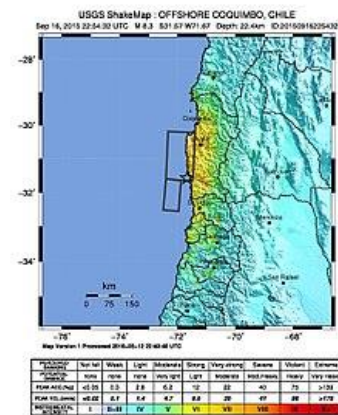
Dicho terremoto se posiciona en el top 3 de terremotos con mayor magnitud registrados desde el siglo XX. (8,5 Escala Richter). Dicho terremoto tuvo un gran impacto en la región de Maule, en especial en la ciudad de Constitución ya que sufrió una intensidad IX en la escala de Mercalli [16]. A la destrucción urbana hay que sumarle los casi 550 muertos que se registraron.



Imagen 5. Destrucción de las calles y construcciones chilenas.  
 Fuente: Google.images

- Coquimbo, 2015

El terremoto conocido con el numerónimo 16S fue un terremoto ocurrido el miércoles 16 de septiembre del 2015. Según estudios realizados muestran que este fenómeno es debido a la subducción de la placa Nazca bajo la placa Sudamericana, es decir, es de tipo falla inversa interplacas. Según el Centro Sismológico Nacional, la sacudida tuvo una duración de tres minutos aproximadamente.



La importancia de dicho movimiento de tierras, a parte de su magnitud (8,4Mw: Momento Sísmico), es debido a que es el último gran terremoto que ha sufrido el país, dicho sismo sólo provocó la muerte de unas 15 personas.



Imagen 6. Daños causados por el terremoto en Coquimbo 2015.  
 Fuente: Wikipedia.org

A continuación, se muestra una tabla resumen que muestra la afección de estos sismos enumerados (tabla 2.), así como una figura representativa de los distintos sismos registrados a lo largo de la historia de la historia de Chile (figura 7)

Tabla 2. Cuadro resumen de los sismos más catastróficos y recientes de Chile. Fuente: Elaboración propia

Sismo	Zona afectada	Ms <sup>i</sup>	Mw <sup>ii</sup>	MM <sup>iii</sup>	Tsunami
Valparaíso	V Región	7,9	8,2	XI	TM
Vallemar	III Región	8,4	8,5	XI	TM
Chillán	VII, VIII, XVI Regiones	8,3	7,8	X	--
Valdivia	VII,IX,X,XIV Regiones	8,5	9,5	XII	TD
Cauquenes	IV,V,VI,VII,VIII,IX, X,XIV,XVI Regiones y RM	8,5	8,8	IX	TD
Coquimbo	III,IV,V,VI,VII,IX, XII,XVI, Regiones y RM	-	8,4	IX	TM

i)Magnitud medida en escala sismológica de Richter

ii)Magnitud medida en escala sismológica de Momento

iii)Intensidad medida en escala sismológica de Mercalli

TD: Tsunami destructor; TM: Tsunami moderado

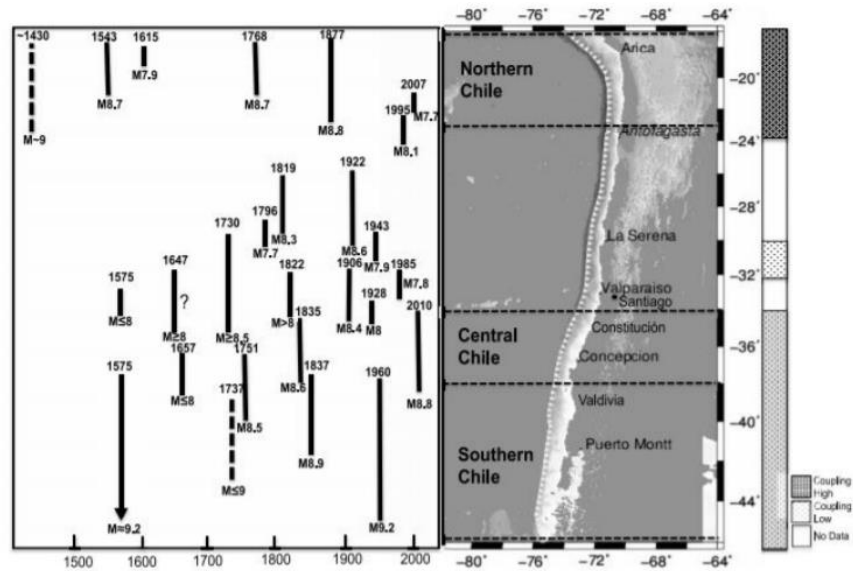


Figura 7. Historia sísmica y longitud de ruptura.  
 Fuente: Scholz and Campos (2012) [17]

## 4.2 Sismicidad en Valdivia

A fin de conocer la sismicidad del área de estudio, es fundamental conocer el mecanismo tectónico que genera los terremotos y las fuentes sismogénicas que lo caracterizan. La ciudad de Valdivia se ubica en la zona centro-sur del territorio chileno, esto supone que la actividad sismológica que predomina en la ciudad sea la de interplaca. No obstante, no es la única actividad sismológica ya que, aunque con menor incidencia, la sismicidad cortical, outer-rise e intraplaca también actúa. Eso sí, aunque esta última tiene cierta relevancia e importancia, sigue siendo menor en términos de productividad/incidencia y aceleraciones [3].

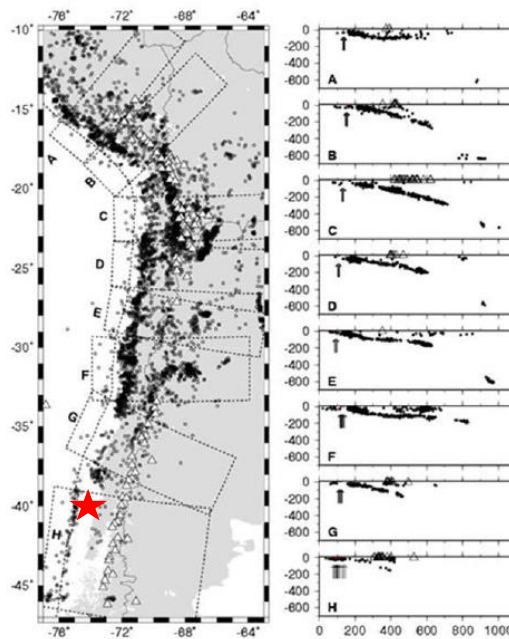


Figura 8. Foco sísmico asociados a la zona de subducción chilena. (Rojo Valdivia).  
 Fuente: Leyton et al., 2010 [5]

Dada su ubicación geográfica la actividad sísmica en esta zona del país, en comparación a las zonas norte y centro del país, es menor. No obstante, como señalan los académicos D. Alvarado y G. Valdebenito en el informe “Microzonificación Sísmica en Zonas de Geología Compleja” esta menor sismicidad da lugar a la generación de sismos de gran magnitud en intervalos de tiempos mayores, esto es, cuanto mayor sea el espacio temporal de ocurrencia de sismos mayores tensiones se acumulan, por lo que al liberarse esa energía la magnitud del terremoto, generalmente, es mayor.

Este fenómeno se atribuye principalmente a la juventud de la Placa de Nazca, producto de la cercanía a la dorsal, y a la rápida convergencia con respecto a la Placa Sudamericana. Esta combinación, condiciona un fuerte grado de acoplamiento mecánico entre las placas mencionadas permitiendo de este modo una gran capacidad de acumulación de energía de deformación que se libera en sismos de gran magnitud, destacando el ocurrido el 22 de mayo de 1960 [7].

Tras el megaterremoto de 1960, la zona del sur de Chile había entrado en estado “asísmico” en que las placas se acomodaban sin generar grandes cantidades de energía, este periodo de acomodamiento finalizó encadenando el terremoto conocido como 27F. Según los análisis realizados por la Universidad de Chile, el terremoto de Chiloé en 2016 fue el primer síntoma del despertar sísmico de la zona [19]. De hecho, la revista científica “Geophysical Research Letter”

afirma que dicha fase asísmica finalizó con el terremoto del 2010 (27F) y que ahora esta zona del país vuelve a acumular energía y estar expuesta a sismos de mayor magnitud [20].

Según recoge Natacha Ramírez en el periódico digital “emol”, el experto sismológico Sergio Ruiz señala que “Estamos en el país más sísmico del mundo y la zona sur de Chile ya no es la excepción” por lo que no es de extrañar contar con mayor frecuencia con sismos de magnitudes superiores a seis.

Todo ello unido a las condiciones geológicas de la ciudad que se abordará más adelante da lugar a una situación de riesgo para la ciudad de Valdivia y sobre todo al Puente Pedro de Valdivia que es precisamente objeto de dicho estudio.

#### 4.2.1 Terremotos registrados en Valdivia

Al igual que sucede en muchas otras ciudades chilenas, Valdivia a lo largo de sus 458 años de historia ha sufrido sismos de diversas magnitudes y efectos de los cuales se van a enumerar los terremotos que han provocado mayor destrucción. Entre ellos se destacan los terremotos de 1575, 1737, 1837, 1907 y el ya conocido terremoto del 1960 [3].

- Terremoto del 1575

Es el primer sismo que se ha podido documentar relativamente bien. Dicho sismo afectó al sur de Chile con una longitud de en torno a 400 kilómetros en los cuales se encontraba Valdivia. Según recoge Gabriel Guarda en su libro “Nueva Historia de Valdivia” este terremoto supuso la muerte del 9% de la población residente en aquel entonces (20/230) [20].

En numerosas partes se formaron grietas y rajaduras en el suelo durante el temblor principal. Como sucede en los grandes terremotos, la ocurrencia de este supuso una serie de réplicas que fueron clasificadas como muy frecuentes e intensas [21], esto supuso una mayor destrucción de la ciudad.

La peculiaridad de este terremoto, a parte de su gran magnitud e intensidad, es la similitud (características/efectos/extensión) existente con el terremoto del 1960, eso sí con una dimensión menor que este último terremoto mencionado. Aunque en un principio se supuso

que el terremoto fue por el resultado de una subsidencia tectónica generalizada para el sur de Chile, se han encontrado evidencias estratigráficas que representa un evento cosísmico de alzamiento tectónico local [3].

- Terremoto del 1737

Para este terremoto ocurrido el 24 de diciembre del 1737 no existe una información muy detallada. Este sismo afectó desde la ciudad de Concepción hasta la isla de Chiloé. La ciudad de Valdivia fue asolada por un fuerte terremoto producido por un movimiento telúrico cuyo epicentro se produjo a tan solo 17 kilómetros de la ciudad. Todo ello supuso el derrumbe de casas, iglesias, levantamiento de empedradas, hundimiento de terrenos y el desborde de ríos, dejando el Fuerte de Niebla destruido prácticamente por completo [22]. Para concluir, cabe destacar que este terremoto fue acompañado por tres grandes réplicas y la erupción del volcán Osorno.

- Terremoto del 1837

Al igual que sucede con los terremotos de 1575, 1737 y 1960, el epicentro de este terremoto se situó en la costa entre Valdivia y Castro, en este sismo algo más cerca de Chiloé. El motivo de dicho terremoto fue el resultado de un alzamiento cosísmico de 2,5 metros en la isla Lemuy. Este terremoto de gran magnitud supuso unos cambios importantes en la costa valdiviana alzándose ésta casi un metro [3].

En cuanto a la afección estructural de la ciudad de Valdivia, ésta sufrió el derrumbe total de las estructuras sólidas y agrietamiento del suelo en muchas partes de la ciudad. Incluso, se identificaron muchos movimientos de remoción en masa<sup>2</sup> en toda la región afectada.

- Terremoto del 1907

El sismo del 13 de junio del año 1907 no es reconocido por su gran magnitud e intensidad, ya que existen otros mucho mayores que han azotado la ciudad de Valdivia. No obstante, la importancia de este terremoto recae en el hecho de que demuestra que la ciudad debe

---

<sup>2</sup> Remoción en masa: movimiento por el cual el suelo, regolito y la roca se desplazan cuesta abajo por acción de la gravedad



considerar en su planificación la probable ocurrencia de sismos destructivos con periodos de retorno mucho menores que los que se han establecido para eventos extremos como los de 1575 y 1960 [3].

Dado que su magnitud es inferior a los vistos anteriormente, a la hora de hablar del movimiento del suelo ocasionado en 1907 se referirá al de un fuerte remezón. Este remezón destruyó edificios en varios sectores de la ciudad, especialmente el conocido ahora como el barrio “calle Independencia”, además de acabar con la vida de dos personas por el desplome de un muro [23].



- Terremoto del 1960

Como se ha ido hablando a lo largo de todo el estudio, este terremoto es el mayor registrado por la humanidad, superando al terremoto de Alaska de 1964 (Mw: 9,2).

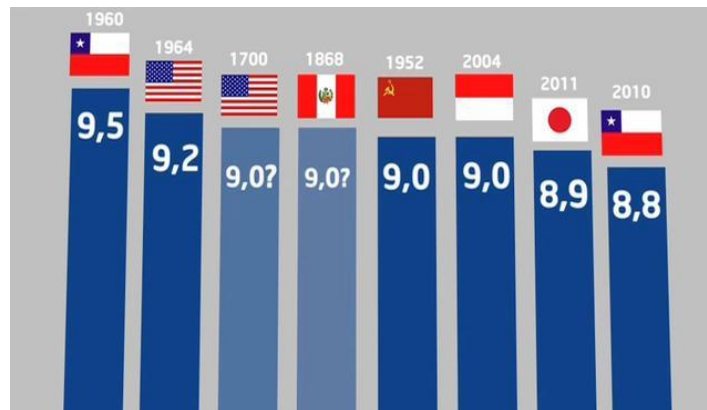


Figura 9. Los mayores terremotos registrados (Mw).  
 Fuente: Google.images

Todo comenzó el 21 de mayo de 1960 con unos sismos previos al megaterremoto:

- Sismo de magnitud 8,1Mw
- Seis sismos de magnitud superior a 6Mw

- Sismo de magnitud 7,8Mw

El terremoto se produjo en el momento que la zona de la falla situada a lo largo de Chile se rompió. Según la USGS se estima que la zona de ruptura tiene aproximadamente 1000 km de largo, desde Lebu hasta Puerto Aysén [24]. Las placas tectónicas a ambos lados de las fallas se deslizaron unos 20-30 metros liberando en minutos una energía acumulada durante siglos, equivalente aproximadamente al 22,2% de la energía liberada por todos los movimientos sísmicos entre los años 1906-2006 [25]. Dicha ruptura generó hundimiento y sollevamiento tectónico sobre una extensa superficie territorial de al menos 130.000 kilómetros cuadrados. La subsistencia profundizó los cauces en los cursos inferiores de los ríos costeros, originando los conocidos humedales de Valdivia.

El número de muertos registrados por este Gran Terremoto fue relativamente bajo debido a que sucedió a media tarde y la ciudadanía ya estaba concienciada dado a la serie de terremotos que había sufrido la ciudad anteriormente. Esto unido a que las estructuras habían sido construidas para ser sísmicamente resistentes hizo disminuir ese número de víctimas.

Este terremoto no solamente es el más grande jamás registrado, sino que además su magnitud está muy próxima al límite superior de lo que el planeta es probable que jamás pueda generar en un solo evento.



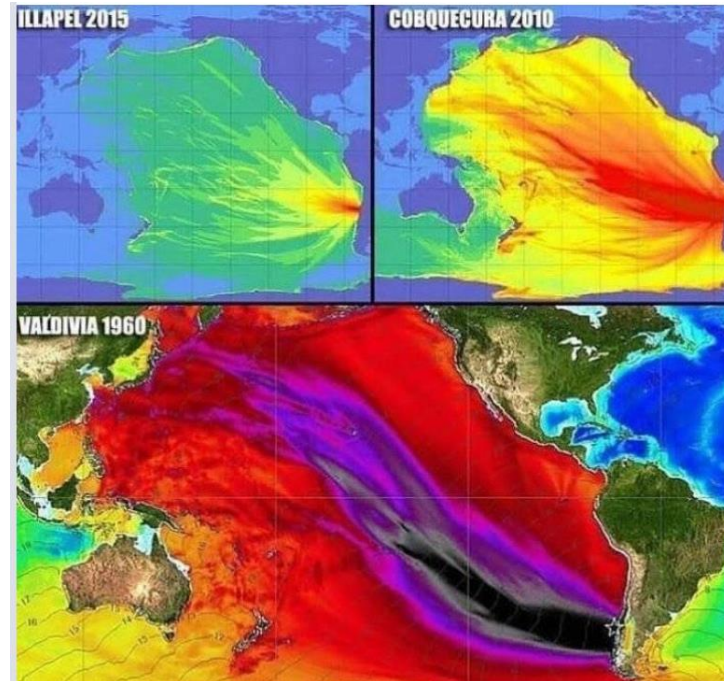


Figura 10. Efemérides sísmicas.  
 Fuente: NOAA <https://www.noaa.gov>

Para hacerse una idea de la magnitud de dicho terremoto, esta figura adjunta representa el tamaño de las olas que provocó cada uno de los sismos expuestos, siendo cuanto más oscuras más grandes. Como se puede observar, se originó un devastador tsunami que afectó tanto a las costas de Chile como a las de Japón y Hawái, gatillando numerosos procesos de remoción en masa [26].

- Terremoto del 2010

El último gran terremoto registrado en la ciudad de Valdivia fue el sismo del 27 de febrero del 2010. Este movimiento sísmico se sintió durante unos dos minutos. Este sismo produjo: algunos pequeños daños en edificios del área central de la ciudad, el colapso de muros cortafuegos, el asentamiento de casas por debilitamiento de sus bases, el desprendimiento de revestimientos exteriores en edificios céntricos, el agrietamiento de muros, la rotura de aceras/soleras, así como hundimiento/agrietamiento/desplazamiento de los pavimentos situados en el sector del puerto fluvial [3]. El terremoto del año 2010 tuvo su epicentro en la Región de Maule con un registro de 8,8Mw, no obstante, debido a la distancia la cual se ubicaba dicho epicentro en la ciudad de Valdivia se sintió como si fuera de grado 6. Por este

motivo, el sismo 27F queda fuera de la tabla resumen que expone Carlos Fernando Rojas en su libro “Valdivia 1960. Entre aguas y escombros”.

Tabla 3. Grandes terremotos en la ciudad de Valdivia Chile. Fuente: Rojas, 2010 [3]

Fecha	Tsunami	Intensidad (Mercalli)	Magnitud (Richter)
1575 (16 de diciembre)	+	X - XI	8,5*
1737 (24 de diciembre)	--	IX - X	7,5-8,0*
1837 (7 de noviembre)	+	X	8,0*
1907 (13 de junio)	--	VII-VIII	6,8*
1960 (22 de mayo)	+	XI	8,5

\* Magnitud estimada

+ Presente

-- Ausente

Como se puede observar en la tabla, existen dos sismos cuyas magnitudes e intensidades coinciden teniendo incluso efectos muy similares en la ciudad. Tal es así que los efectos y daños producidos por el terremoto del 1575, junto con su respectivo tsunami, concuerdan con los efectos observados del megaterremoto del 1960 [3]. No obstante, según el análisis realizado por Ramírez en 1988 el terremoto del 1960 tuvo una dimensión claramente mayor que el de hace 444 años.

La similitud entre ambos terremotos se puede deber a que con el paso del tiempo las fuerzas tectónicas siguen actuando de la misma manera tras la ocurrencia de un sismo. Los esfuerzos que originaron ese terremoto se siguen generando hasta la ocurrencia de un nuevo terremoto, esto significa que tanto la acumulación, como la liberación de energía sigue un proceso cíclico.

El transcurso entre eventos es conocido como periodo de retorno o tiempo de recurrencia ( $T_r$ ) y la magnitud de ese terremoto no depende únicamente de la energía que se ha liberado, es decir, del tiempo transcurrido entre eventos, sino que también influye el tamaño del área en el que se acumulan los esfuerzos y el valor de las fuerzas.

Una vez vistos los terremotos más significativos que ha sufrido la ciudad de Valdivia, se puede decir que el puente Pedro de Valdivia, diseñado en 1946 e inaugurado en 1954 ha



Estudio Técnico. Universidad Austral de Chile.  
“Análisis modal y comportamiento del Puente Pedro de Valdivia  
frente al sismo de 1960”

sido objeto de dos fuertes sacudidas, el sismo de 1960 y el sismo de 2010, de significativa menor magnitud.

## 5. DIAGNÓSTICO DE LA ZONA DE ACTUACIÓN

### 5.1 Caracterización de la ciudad de Valdivia

#### 5.1.1 Localización

La comuna de Valdivia ( $39^{\circ}48'30''$  S de latitud y  $73^{\circ}14'30''$  O de longitud) cuenta con una superficie de  $1016 \text{ km}^2$  y se halla asentada en el hemisferio sur de América a unos 850 kilómetros de la capital de Chile, Santiago. Desde octubre del 2007, Valdivia ha sido la capital de la Región de Los Ríos, así como de la provincia de Valdivia. Sus límites jurisdiccionales son:

- Al norte con Mariquina
- Al noreste con Máfil
- Al este con Los Lagos
- Al sureste con Paillaco
- Al sur con Corral

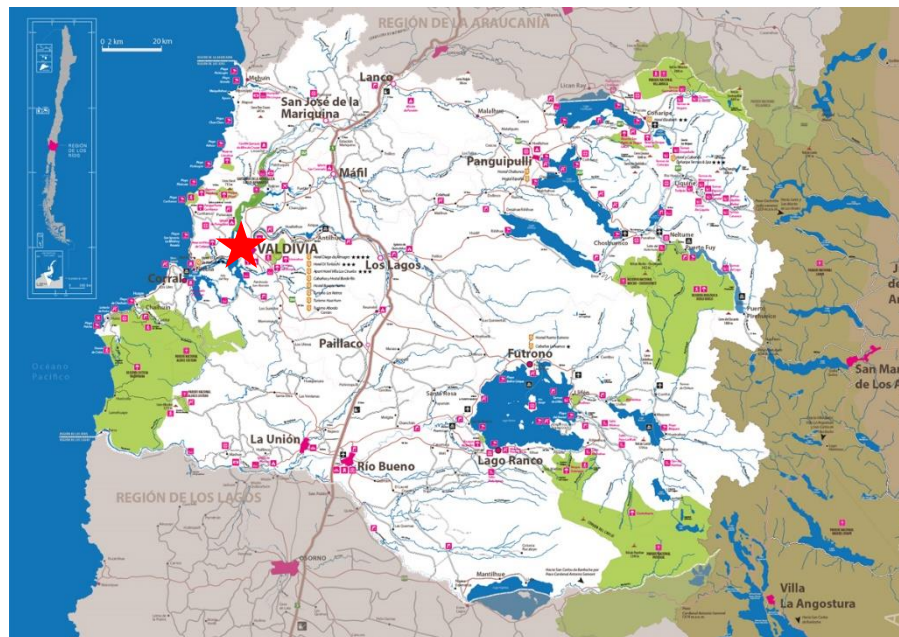


Figura 11. Localización de la comuna de Valdivia en Chile.  
Fuente: Google.images

La ciudad se encuentra en la confluencia de los ríos Calle-Calle, Valdivia y Cau-Cau, lindando aproximadamente a 15 kilómetros al este de las ciudades costeras de Corral y Niebla.

### 5.1.2 Marco geológico

La ciudad está situada en una cuenca intramontana en la cordillera de la Costa, caracterizada por confluencia de los ríos Calle-Calle y Cruces [3]. La cuenca basal atribuye su origen a grandes movimientos tectónicos, modificándose en el tiempo debido a la erosión marina fluvial. Se constituye principalmente por mica-esquistos de topografía basal muy irregular (conocida en la zona como "piedra laja"), las cuales corresponden a rocas metamórficas antiguas. Esta roca basal<sup>3</sup> que conforma la cuenca, aflora en algunos lugares cercanos a la ciudad, presentando en ciertos puntos, profundidades cercanas a 400 m [27].

Los rellenos artificiales tienen una importante representación en la ciudad de Valdivia. De acuerdo con algunos resultados de diferentes investigaciones y recogidas en el diagnóstico estructural “Puente Pedro de Valdivia” [28] la superficie ocupada por rellenos supera largamente el 5% del área urbana de Valdivia. En algunos sectores de la ciudad se han establecido rellenos de variada extensión y diversos espesores, en desmedro de las superficies de relleno antropogénico [3].

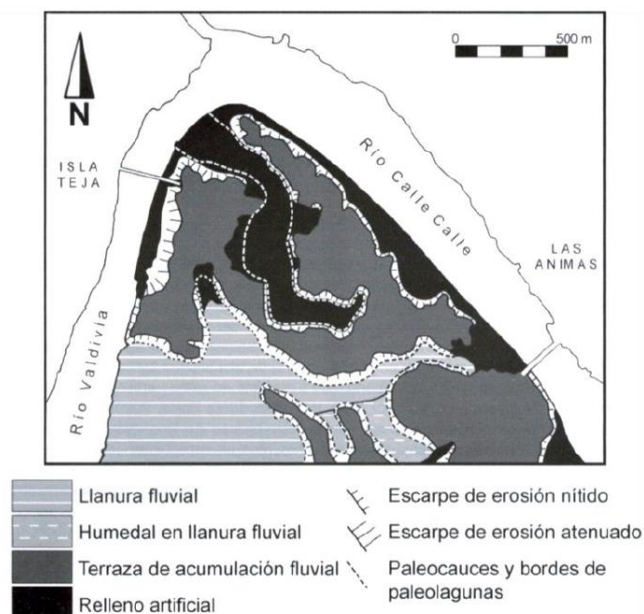


Figura 12. Geomorfología del sector céntrico de la ciudad de Valdivia.  
 Fuente: Rojas, 2010 [3]

<sup>3</sup> Le sobreyace deposiciones fluviales, generalmente representadas por estratificaciones de suelos finos (limos y arcillas) y arenas con abundantes finos

A través de la figura 12., se pretende plasmar los sectores en donde se han generado rellenos artificiales, en ellas se observa claramente una extensa superficie inundada en el sector céntrico de la ciudad, además de la gran cantidad de relleno artificial entre otras geomorfologías.

El relleno artificial colocado **antes del sismo de 1960** consiste en una mezcla heterogénea de limo, arena y ripio con escombros, maderas y desechos. En cambio, las zonas inundadas por el río con **posterioridad al sismo** mencionado han sido rellenadas principalmente con esquistos micáceos muy alterados y con los escombros de los edificios destruidos [29].

Estos rellenos presentan una estabilidad muy baja ante eventos sísmicos, como fuera dramáticamente demostrado durante el terremoto de 1960 y más recientemente por el 27 de febrero del 2010. La estabilidad es un parámetro fundamental en toda construcción, por ello, en el informe “microzonificación sísmica” elaborado por Alvarado y Valdebenito muestra la respuesta sísmica en función del tipo de terreno.

Unidad geológica	Descripción	Amplificación sísmica en el terremoto de Valdivia 1960 (Mw=9.5)	Aptitud para la construcción
Relleno Artificial (R)	Composición y espesores muy variables. Contienen arcillas, limos, arenas, gravas, escombros, maderas, desechos y bloques de roca.	Muy alta (Incremento de intensidad sísmica > 3.0 MM)	Muy mala
Vegas (V)	Depósitos de pantano y fluviales recientes. Arcillas y limos con alto contenido de material orgánico y lentes de arena.	Alta (Incremento de intensidad sísmica entre 2.5 y 3.0 MM)	Muy mala
Depósitos fluviales y estuarinos (FE)	Sedimentos recientes constituidos por gravas, arenas, limos y arcillas con algunos lentes de alto contenido orgánico.	Media-Alta (Incremento de intensidad sísmica entre 2.0 y 3.0 MM)	Regular - Mala (Según sector)
Depósitos fluvio-estuarinos (F)	Secuencia de sedimentos antiguos compuestos de arcillas, limos arenas y gravas.	Media-Baja (Incremento de intensidad sísmica entre 1.5 y 2.5 MM)	Regular - Buena (Según sector)

Figura 13. Características geotécnicas básicas y respuesta sísmica, Valdivia.  
 Fuente: Alvarado and Valdebenito, 2014

Esta amplia variedad de suelos que conforman la ciudad de Valdivia, con propiedades claramente diferentes, deja ver la necesidad de contar con estudios más detallados sobre el comportamiento de estos frente a propiedades sísmicas [7].



## 5.2 Caracterización del Puente Pedro de Valdivia

### 5.2.1 Localización

El Puente Pedro de Valdivia se ubica sobre el río Valdivia (Calle - calle), uniendo el centro de la ciudad de Valdivia con el área residencial de Isla Teja.

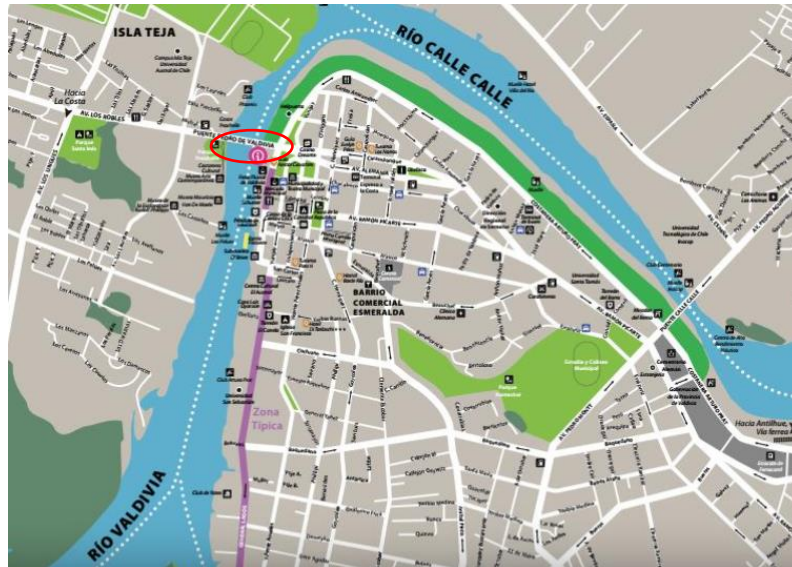


Figura 14. Ubicación del puente Pedro de Valdivia, Valdivia.

Fuente: Google.images

El diseño del puente recayó en manos del ingeniero Federico Wiese Isense, que construyó dicho puente entre los años 1946 y 1953. Finalmente, el Puente Pedro de Valdivia fue inaugurado y abierto al tráfico en 1954.



Imagen 7. Puente Pedro de Valdivia, Valdivia

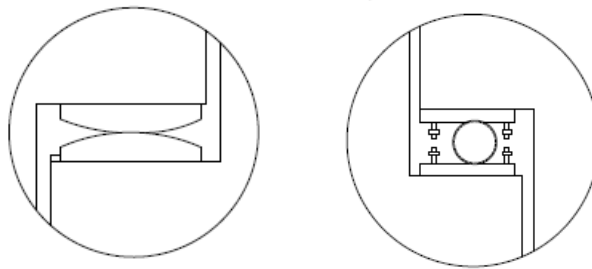
### 5.2.2 Descripción general del puente

El Puente Pedro de Valdivia es el hermano grande del Puente Calle Calle I situado en la misma ciudad y diseñado por el mismo ingeniero alemán. Esta primera estructura cuenta

con una longitud total de 235,40 metros, unos 7 metros de calzada, dos pasos peatonales de 1,80 metros y un galibo de navegación de unos 20 metros. Caracterizado por tratarse de un puente de hormigón armado, dicho puente cuenta con 5 vanos:

- Dos vanos laterales de unos 35 metros cada uno
- Tramo central de 3 vanos distribuidos en:
  - Los laterales de unos 50 metros
  - Central de 69 metros

El tramo central es un tablero tipo cajón de hormigón armado multicelular de canto variable. En el vano central de dicho tramo se han dispuesto dos rótulas, a una distancia de 19,20 metros de las pilas, que lo convierten en una viga tipo Gerber.



*Figura 15. Detalle de la rótula Gerber en apoyo fijo y móvil.  
Fuente: Diagnóstico estructural, 2017 [28]*



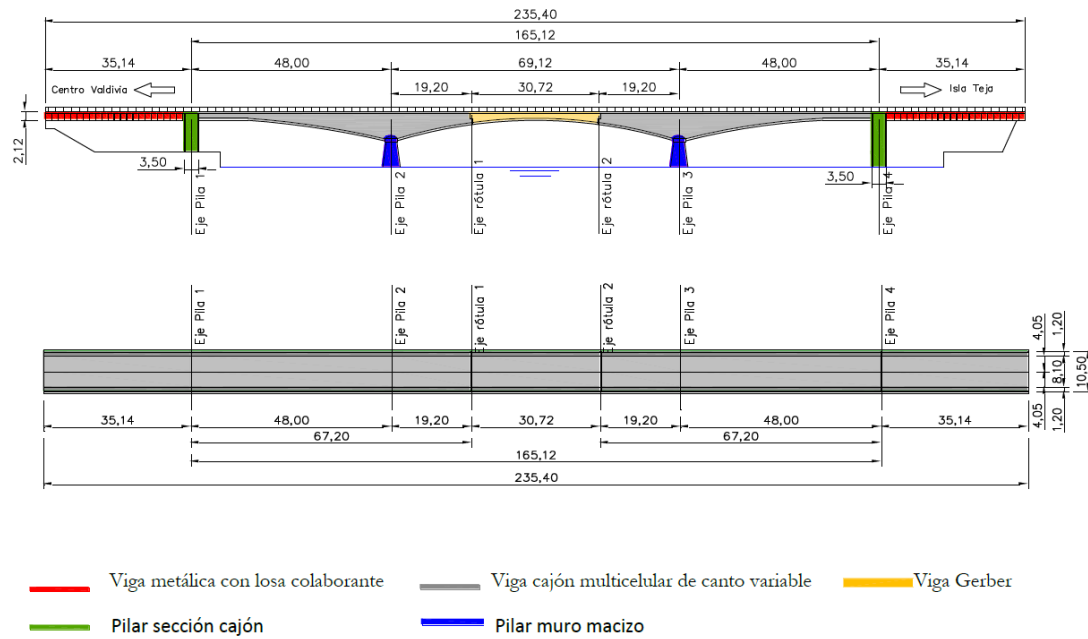


Figura 16. Perfil longitudinal y vista en planta del puente Pedro de Valdivia (metros).  
 Fuente: Frank Schanack

El cajón consta de 2 células, excepto en las dos dovelas de cada lado más próximas a las pilas centrales, donde se ha dispuesto una losa intermedia que divide las dos células horizontalmente en cuatro. La altura del cajón varía entre los 1.93 metros y los 7.98 metros. Su rigidización se ha realizado mediante diafragmas transversales de hormigón armado dividiendo la viga en dovelas, variando la longitud de éstas entre los 4.5 metros y los 5 metros.

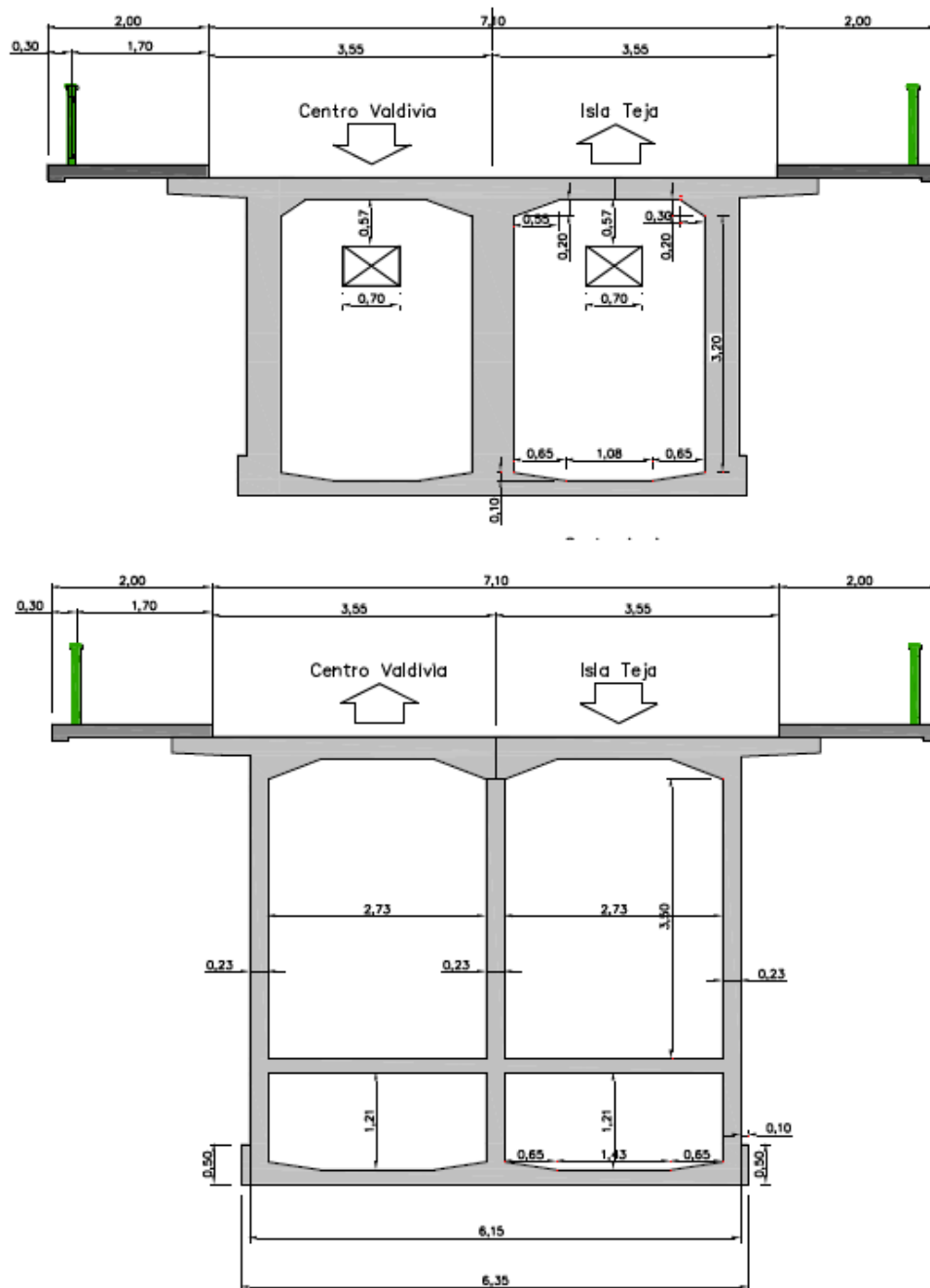


Figura 17. Sección transversal viga cajón de 2-4 células.  
 Fuente: Frank Schanack

Los vanos laterales de acceso constan de 4 vigas de tipología mixta (acero-hormigón), construidas durante la reparación del puente tras el sismo de 1960, puesto que uno de los vanos laterales quedó seriamente dañado tras este fenómeno natural. Se trata de vigas mixtas con una losa de hormigón armado que se apoya sobre cuatro vigas de tipo I de acero. Estas vigas se encuentran arriostradas entre sí con diagonales de acero, y tienen un canto de 1,90 metros. Sus almas se encuentran rigidizadas, tanto vertical como longitudinalmente.

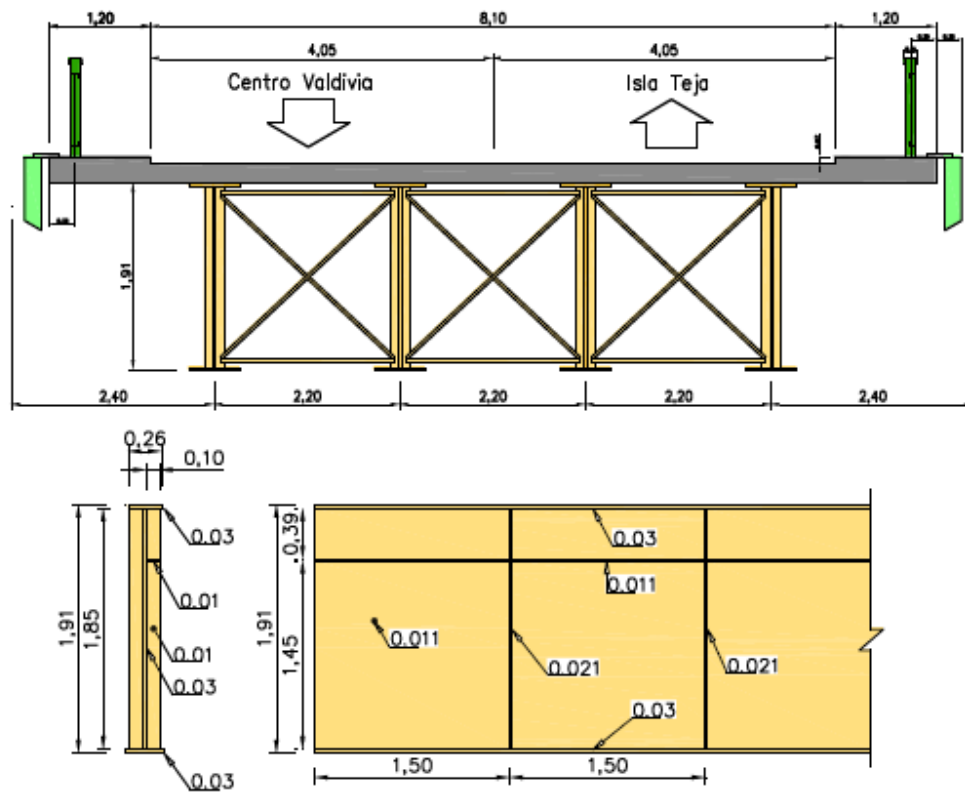


Figura 18. Sección transversal del tablero mixto y detalle de la viga metálica.  
 Fuente: Frank Schanack

En cuanto a las cepas del puente, éstas presentan dos tipologías y todas ellas con una cimentación “tipo cajón de hormigón armado”.

Las pilas 1 y 4, reconstruidas tras el terremoto de 1960, son de “tipo cajón” que envuelven las columnas existentes del puente original. Dicho cajón se apoya sobre la cimentación original del puente, realizando la conexión aprovechando la armadura de las columnas originales. Las pilas 2 y 3, originales del puente, son de tipo muro con una sección maciza de hormigón armado. Ésta es semicircular en los lados, con un aligeramiento de canto variable.

### 5.2.3 Marco geológico

Una vez estudiado el marco geológico de la ciudad de Valdivia en una perspectiva más globalizada, este punto únicamente focaliza lo referente al puente Pedro de Valdivia.

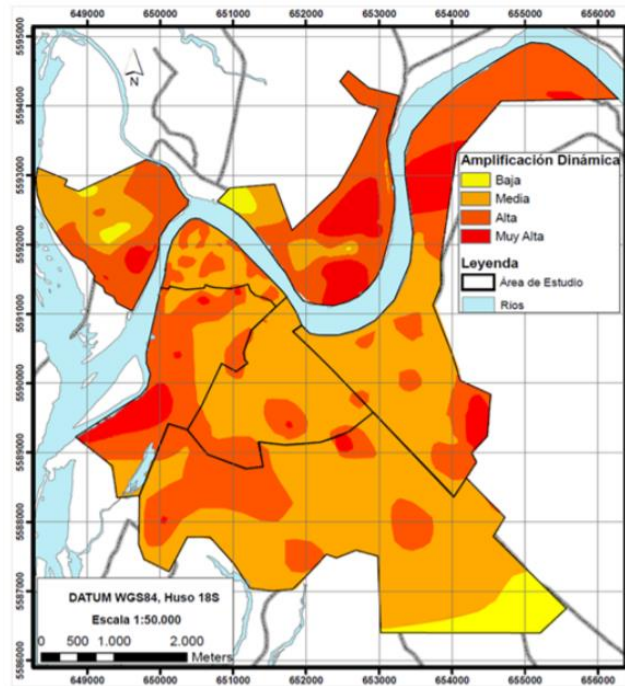


Figura 19. Amplificación sísmica, Valdivia.  
 Fuente: Alvarado and Valdebenito, 2014 [7]

Como se puede observar, el puente se ubica sobre un relleno artificial, es decir sobre un terreno malo para la construcción, ya que como se ha recogido en la figura 19., esto podría suponer una amplificación sísmica en cuanto a intensidad se refiere.

Por otro lado, las figuras 20., 21., y 22., expuestas a continuación muestran las características geotécnicas y geológicas, así como la respuesta sísmica.

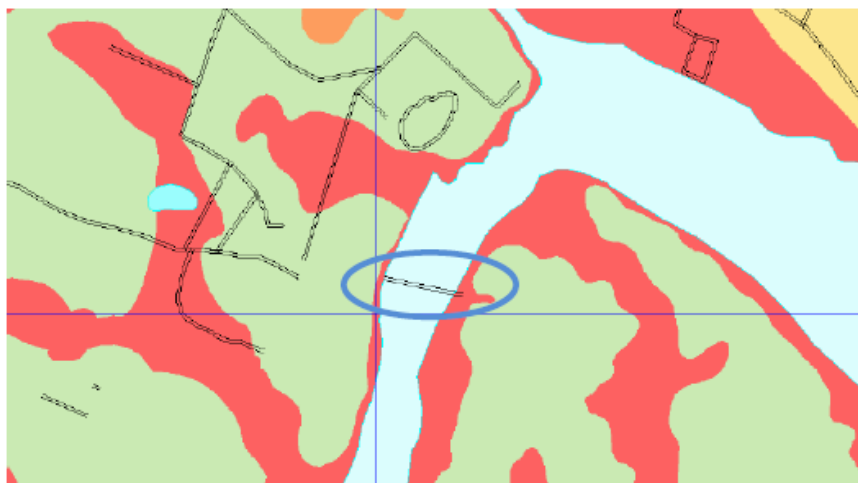


Figura 20. Características geotécnicas básicas.  
 Fuente: SERNAGEOMIN, 2004 [30]

En la figura 20., se muestra que los estribos y el pilar extremo del oriente están asentados en una zona clasificada por el servicio Nacional de Geología y Minería como muy mala, ya que corresponden principalmente a zonas de humedales, vegas, rellenos artificiales y zonas de peligro de remociones en masa. Esto conlleva unos problemas asociados:

- Licuefacción de sedimentos: por el exceso de presión del agua
- Estrujamiento lateral del sedimento

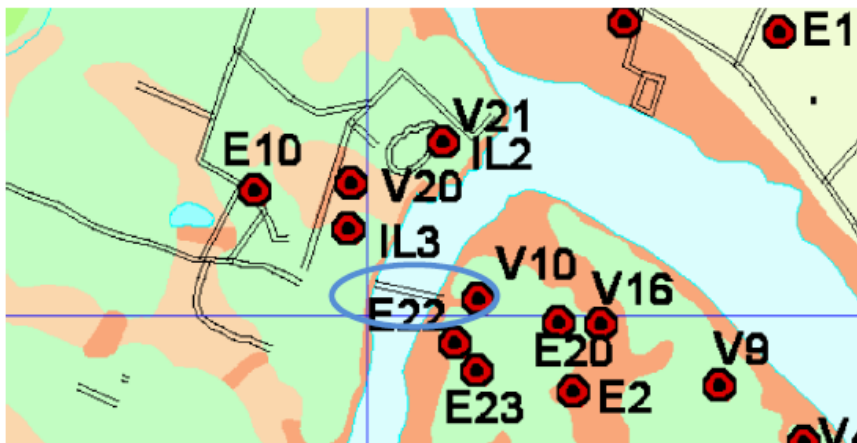


Figura 21. Respuesta sísmica en el puente Pedro de Valdivia y alrededores.  
 Fuente: SERNAGEOMIN, 2004 [30]

En cuanto a la respuesta sísmica asociada al puente Pedro de Valdivia, se puede observar que se trata de una zona en la cual la amplificación sísmica muy alta, superior incluso a 3 en cuanto a escala de intensidad MM [7].

Por último, se muestra un extracto del mapa de geología y características geotécnicas de la parte más próxima al puente Pedro de Valdivia. En ella se puede diferenciar dos colores el cual el color marrón viene asociado a la presencia de relleno artificial, de composición y espesores muy variables. Contiene arcillas, gravas, escombros, arenas de desechos y bloques de roca.

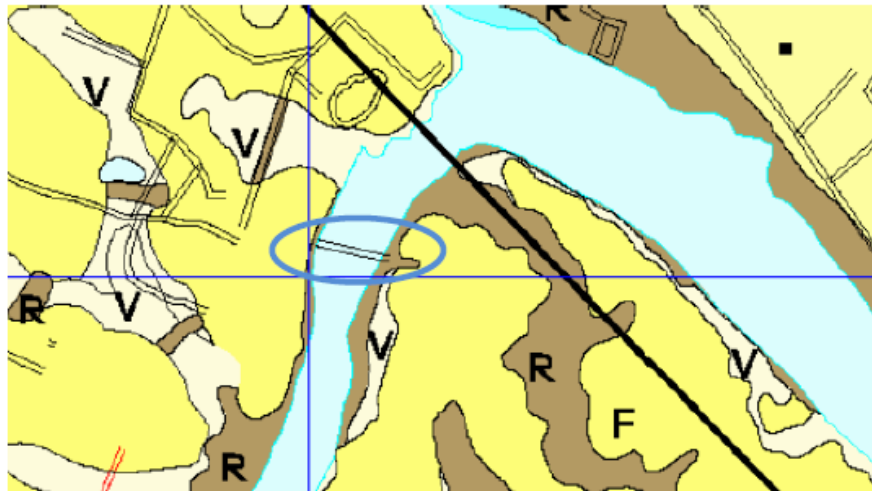


Figura 22. Mapa de geología y características geotécnicas de Valdivia  
 Fuente: SERNAGEOMIN, 2004 [30]

En definitiva, una vez estudiado el terreno que rodea y en el cual asienta el puente Pedro de Valdivia, se puede afirmar que está emplazado en un lugar que posee unas características geológicas, geotécnicas y de respuesta sísmica desfavorable.

#### 5.2.4 Evaluación del estado de conservación

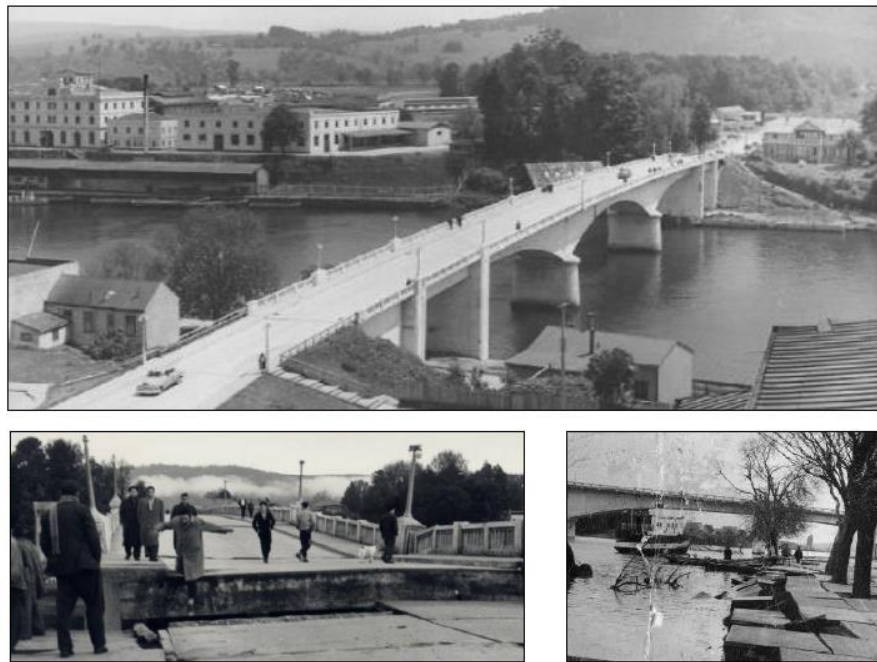
El puente Pedro de Valdivia en sus 64 años de historia ha sufrido una serie de acontecimientos, unos por el propio comportamiento del puente, ya sea por su explotación, por las condiciones meteorológicas, o el acontecimiento más significativo, el presenciar el megaterremoto de Valdivia. La importancia de todo ello recae en que los daños y defectos del puente pueden afectar a la:

- *Resistencia (R)*  
 Resistir sin daños las solicitaciones de uso máximas proyectadas/señaladas
- *Durabilidad (D)*  
 Resistencia frente agentes externos manteniendo en todo momento la resistencia y seguridad vial, proporcionando un tiempo de servicio más largo
- *Seguridad Vial (V)*  
 La capacidad para cumplir los estándares de seguridad y confort para los usuarios

Para poder comprobar el estado del puente, es decir, una **evaluación estructural** se ha llevado a cabo una serie de ensayos no destructivos además de una inspección visual. Esta comprobación ya fue recogida en el informe de puente Pedro de Valdivia en 2017 por el

profesor Frank Schanack donde se puede destacar diferentes deterioros que pueden afectar a la vida útil del puente [31]. Una vez revisados los diferentes ensayos no destructivos y el informe acerca de la evaluación de dicho puente se ha llegado a la conclusión que el proceso de carbonatación puede suponer un gran problema para la vida útil del puente, ya que existe un avance importante de la carbonatación incluso hasta alcanzar parte de la armadura del puente. Se estima que en unos 20 años el frente de carbonatación llegue a la mayor parte del armado del puente lo que hará necesaria una intervención aún mayor si se quiere prolongar su vida útil. Por otro lado, el deterioro que se ha podido examinar a través de inspecciones visuales es simplemente por la falta de obras de mantenimiento.

En cuanto a la **evaluación sísmica**, es necesario resaltar que el puente Pedro de Valdivia resistió el mayor sismo registrado de la historia sin colapsar, lo cual permite suponer que el puente tiene una gran resistencia frente a un sismo elevado.



*Imagen 8. Puente Pedro de Valdivia antes y después del sismo del año 1960*

De acuerdo con la información recogida por el informe “diagnóstico estructural puente Pedro de Valdivia”, tras el sismo del 1960 se han observado los siguientes daños:

1. Toda la rasante bajo casi homogéneamente entre 0,75-1,00 metros
2. La costanera de Valdivia deslizó hacia el río

3. En las cepas del lado Valdivia se produjo un desplome de unos 6º
4. En el lado Valdivia del tramo central se produjo un asentamiento en una de las cepas, lo cual produjo una rotación del tablero alrededor del eje de cepa 2
5. Leves daños en todas las juntas del puente

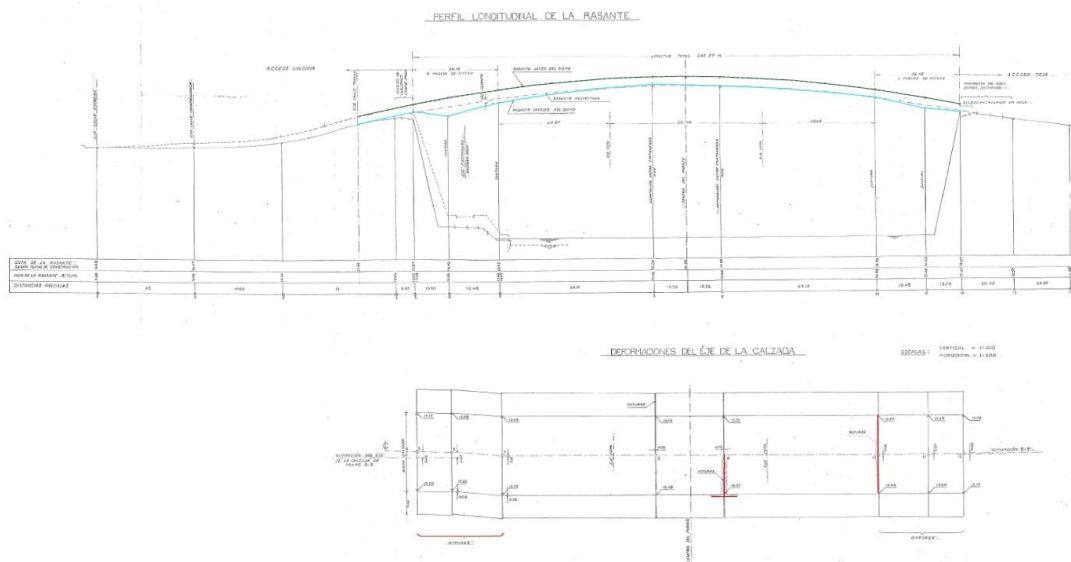


Figura 23. Rasante antes (línea verde) y después (línea azul) de la ocurrencia del sismo y zona de rotura (línea roja)  
 Fuente: Plano de reparación del Puente Pedro de Valdivia 1962.

Visualmente, en esta figura 23., se puede observar claramente ese descenso que sufrió la rasante del puente tras el sismo del año 1960. A parte del desplome de las zonas de acceso al puente se puede apreciar que la zona central del puente existe un cierto desnivel, concretamente en la zona que constituye la viga Gerber, es decir, existe una pequeña variación de cota entre las diferentes rótulas.

En la figura 24., se puede analizar lo que se ha comentado anteriormente. La actuación en este tramo simplemente consistió en el levantamiento de la superestructura no dañada, un levantamiento acorde con la necesidad de dejar horizontal el tramo colgado central.



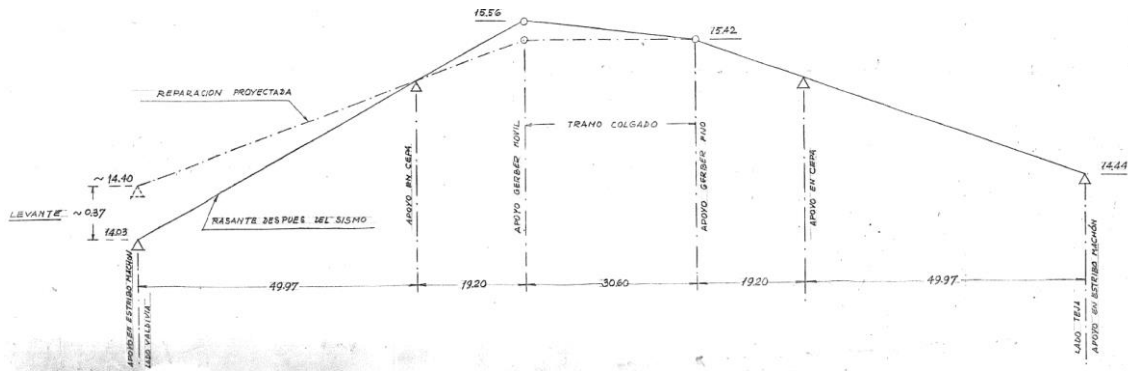


Figura 24. Rasante en la zona central del Puente Pedro de Valdivia antes y después del sismo.  
 Fuente: Planos de reparación del Puente Pedro de Valdivia 1962

Se estipuló que este tajo se ejecutara sólo en el extremo del lado del centro de la ciudad de Valdivia mediante 3 gatas hidráulicas accionadas simultáneamente ubicadas a plomo de las tres vigas e instaladas sobre la alzaprima<sup>4</sup> levantado en la saliente de la fundación del estribo machón. Esta reparación junto al tajo de sustituir las barras antisísmicas de la superestructura en su penetración en el estribo por barras nuevas, fueron las actuaciones más significativas que se realizaron en el Puente Pedro de Valdivia tras el terremoto.

Por otro lado, existe un informe redactado por el ingeniero Manuel Carrecero que acerca del Puente Pedro de Valdivia. Este puente tiene diferentes proyectos en mente en los cuales persiguen un mismo fin, la reparación para que continúe en servicio, ya que tras las comprobaciones observadas éste no presenta grandes deformaciones que puedan prever un colapso de la estructura. Los trabajos que se han planteado fueron [32]:

1. Cambio del pavimento existente
2. Cambio o reposición de juntas de dilatación
3. Cambio de las barandas y ampliación de la acera
4. Sistema de iluminación
5. Control y ordenamiento de servicios públicos
6. Refuerzo en anclajes sísmicos
7. Reparación de apoyos destruidos
8. Inyección de algunas grietas y reparación de hormigones
9. Prospección de fundaciones

<sup>4</sup> Se ejecuta en perfiles metálicos y quedar debidamente encastrada en el hormigón

10. Segregación entre la acera y calzada
11. Ampliación de la calzada
12. Mejoramiento de accesos y señalización

De estas mejoras que se han citado únicamente, en lo referente a la estructura, se han realizado los correspondientes tajos derivados a la reparación y cambio del pavimento, aceras de acceso y barandas, así como el sellado de las juntas. Actualmente según lo inspeccionada in situ, se ha podido comprobar que el Puente Pedro de Valdivia, aunque estructuralmente hablando presente unas buenas condiciones [31], sí se puede observar una gran evidencia de corrosión en el acero de refuerzo que está en zonas expuestas, ya sea por el producto de un agrietamiento/desprendimiento, por la falta de recubrimiento o por un error en la colocación del hormigonado.



*Figura 25. Armadura expuesta por desprendimiento y mala colocación del hormigón.  
Fuente: Frank Schanack, 2017 [31]*

En cuanto al pavimento se puede observar una degradación superficial que reduce significativamente el confort a la hora de transitar por dicha calzada e incluso la acera sigue presentando un ancho reducido sin segregación entre acera-calzada. A parte de lo evidente, aparece una junta de dilatación abierta (superior a 2cm) y deterioro de la acera dejando visible la armadura, que puede conllevar a la caída del peatón.



*Figura 26. Junta de dilatación abierta y estado de la acera peatonal en la zona central del puente.  
Fuente: Elaboración propia*

Otra de las evidencias que se han podido comprobar en el estudio realizado por el profesor Frank es referente a las barras antisísmicas, elementos estructurales diseñados para reducir el desplazamiento relativo máximo por acción del sismo, se puede apreciar una gran corrosión en la cual la sección transversal sufre una reducción superior al 30% que hace disminuir su resistencia inicial.



*Figura 27. Barras antisísmicas corroídas.  
Fuente: Frank Schanack, 2017 [31]*

La importancia de este puente es el hecho de garantizar que un posible sismo de una magnitud importante no deje incomunicado Isla Teja con el centro de la ciudad de Valdivia. En el momento que se perdiese la única estructura de conexión entre ambas partes de Valdivia se perdería esa posibilidad de vía de evacuación, por ende, también se paralizaría



Estudio Técnico. Universidad Austral de Chile.  
“Análisis modal y comportamiento del Puente Pedro de Valdivia  
frente al sismo de 1960”

la acción de los servicios y cuerpos médicos. Por eso mismo el puente Pedro de Valdivia adquiere un nivel de extrema importancia.

## 6. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

Este apartado se enfoca en conocer la parte teórica que envuelve el estudio del comportamiento sísmico. Para ello hay que matizar y resaltar los puntos importantes que permiten alcanzar y comprender el objetivo de dicha tesis.

### 6.1 Terremoto

Existen muchas maneras de definir lo que es un terremoto, pero la forma más clara de explicar este fenómeno natural es definiéndolo como: “liberación repentina de energía en forma de onda sísmica causada por la ruptura y el desplazamiento de las placas tectónicas” [33]. El punto de origen subterráneo se llama hipocentro, mientras que su proyección en la superficie recibe el nombre de epicentro.

Hay que destacar que tras la ocurrencia de un sismo importante pueden aparecer muchos más sismos de menor importancia. Estos terremotos son denominados réplicas y su duración en el tiempo puede superar incluso el lapso de un año, como fue en el caso del terremoto de 1960 [3]. Las réplicas siempre son menores que el sismo original y a medida que pasa el tiempo su magnitud se reduce gradualmente.

A la hora de determinar el tamaño de un sismo es necesario tener en cuenta dos tipos de escala. Una se enfoca al proceso geofísico y se mide a partir de las dimensiones de volumen y energía (magnitud), mientras que el otro tipo de escala mide los efectos/daños que ha producido el sismo (intensidad). Ambas escalas se miden en grados [34].

La **magnitud** sirve para cuantificar de manera objetiva el tamaño del sismo o la energía total liberada y viene relacionado con la energía sísmica liberada en el foco. Generalmente viene limitada por la resistencia de las rocas en la corteza terrestre y la longitud de ruptura probable de la falla. La escala de magnitud que probablemente más se conozca es la Escala de Richter (ML) propuesta por el geofísico Charles Francis Richter en 1935 y desarrollada junto a Beno Gutenberg. Esta escala mide la energía del terremoto en el hipocentro o foco y sigue una escala de intensidades que aumenta exponencialmente.

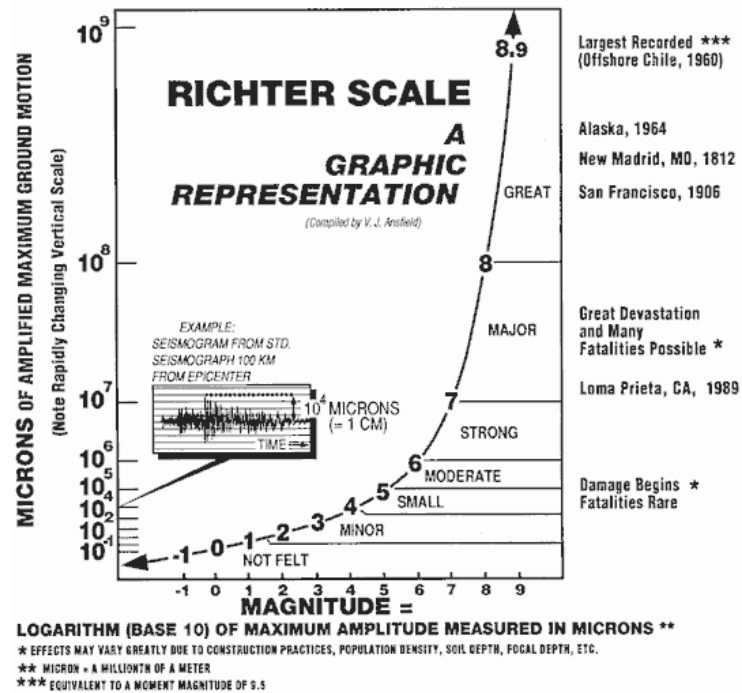


Figura 28. Escala de Richter.

Fuente: EcuRed [35]

Como se puede observar se trata de una escala logarítmica (abierta) en la cual la magnitud aumenta 10 veces de un grado a otro, es decir, un terremoto de Grado 6 es diez veces mayor que un terremoto de Grado 5.

Tabla 4. Escala de Richter relacionando amplitud, magnitud y efectos. Fuente: EcuRed [35]

Valor Escala de Richter	Amplitud máxima de las ondas (milésimas de milímetros)
3	1000
4	10000
5	100000
6	1000000
7	10000000
8	100000000

Magnitud Ms	Efectos del terremoto
Menos de 3,5	Generalmente no se siente, pero es registrado
3,5-5,4	A menudo se siente, pero sólo causa daños menores
5,5-6,0	Ocasiona daños ligeros a edificios
6,1-6,9	Puede ocasionar daños severos en áreas muy pobladas
7,0-7,9	Terremoto mayor. Causa graves daños.
8 o mayor	Gran terremoto. Destrucción total a comunidades cercanas



Este tipo de magnitud es conocida como Magnitud de Ondas Superficiales y su ecuación para poder determinar la magnitud depende de la amplitud del desplazamiento del suelo ( $A$ ; en micras), del periodo de dicha amplitud ( $T$ ; en segundos) y  $\Delta$  la distancia epicentral en grados [36]:

$$M_s = \text{Log}(A/T) + 1.66\text{Log}\Delta + 3.3$$

*Ecuación 2*

Cabe destacar que como su propio nombre indica solo es válido para terremotos cuya profundidad no sea superior a 70 kilómetros y para distancias comprendidas entre 20-90°. Este tipo de magnitud comienza a saturarse en el momento que se producen grandes terremotos con longitudes de ruptura superiores a 100 kilómetros ( $M_s > 8.3$ ) [37].

En los últimos años, a la hora de hablar de un sismo se ha optado por utilizar un nuevo término para referirse a la magnitud de un sismo: momento sísmico ( $M_w$ ), ya que se puede determinar la magnitud de un terremoto con mayor precisión. La magnitud de momento sísmico, al igual que sucede con el anterior, mide la energía que se ha liberado, no obstante, presenta una ventaja frente al resto y es que no se satura para sismos incluso mayores que de grado 8,5. La ecuación que recoge ese valor de magnitud viene determinada por Hanks y Kanamori en 1979 [38].

$$M_w = \frac{2}{3}(\log M_0 - 16.1)$$

*Ecuación 3*

En cuanto a la escala de intensidades, la **intensidad sísmica** mide el efecto del sismo en las personas, el terreno y las estructuras, por lo que no intenta medir el terremoto en sí. Para poder definir esta escala, se utiliza la Escala modificada de Mercalli (MM). La intensidad es una medida subjetiva que depende de diferentes parámetros: magnitud del sismo, distancia epicentral, geología local, la naturaleza del terreno y del tipo de construcción. Por eso mismo, un terremoto de gran magnitud no tiene por qué venir asociado con una gran intensidad.

Tabla 5. Escala de Mercalli relacionando la intensidad y efectos. Fuente: EcuRed [35] y Beles et al., 1975 [39]

ESCALA DE MERCALLI		
Acel.Máx Suelo (%g)	Grado sísmico	Efecto
0,001g	I	Sacudida sentida por muy pocas personas en condiciones especialmente favorables
0,002g	II	Sacudida sentida sólo por pocas personas en reposo, especialmente en los pisos altos de los edificios. Los objetos suspendidos pueden oscilar.
0,005g	III	Sacudida sentida claramente en los interiores, especialmente en los pisos altos de los edificios, muchas personas no lo asocian con un temblor. Los vehículos de motor estacionados pueden moverse ligeramente. Vibración como la originada por el paso de un vehículo pesado. Duración estimable.
0,015g	IV	Sacudida sentida durante el día por muchas personas en los interiores, por pocas en el exterior. Por la noche algunas despiertan. Vibración de vajillas, vidrios de ventanas y puertas; los muros crujen. Sensación como de un vehículo pesado chocando contra un edificio, los vehículos de motor estacionados se balancean claramente.
0,030g	V	Sacudida sentida casi por todo el mundo; muchos despiertan. Algunas piezas de vajilla, vidrios de ventanas, etcétera, se rompen; pocos casos de agrietamiento de aplanados; caen objetos inestables. Se observan perturbaciones en los árboles, postes y otros objetos altos. Se detienen de relojes de péndulo.
0,061g	VI	Sacudida sentida por todo mundo; muchas personas atemorizadas huyen hacia afuera. Algunos muebles pesados cambian de sitio; pocos ejemplos de caída de aplacados o daño en chimeneas. Daños ligeros
0,132g	VII	Advertido por todos. La gente huye al exterior. Daños sin importancia en edificios de buen diseño y construcción. Daños ligeros en estructuras ordinarias bien construidas; daños considerables en las débiles o mal proyectadas; rotura de algunas chimeneas. Estimado por las personas conduciendo vehículos en movimiento
0,306g	VIII	Daños ligeros en estructuras de diseño especialmente bueno; considerable en edificios ordinarios con derrumbe parcial; grande en estructuras débilmente construidas. Los muros salen de sus armaduras. Caída de chimeneas, pilas de productos en los almacenes de las fábricas, columnas, monumentos y muros. Los muebles pesados se vuelcan. Arena y lodo proyectados en pequeñas cantidades. Cambio en el nivel del aguade los pozos. Pérdida de control en las personas que guían vehículos motorizados
0,637g	IX	Daño considerable en las estructuras de diseño bueno; las armaduras de las estructuras bien planeadas se desploman; grandes daños en los edificios sólidos, con derrumbe parcial. Los edificios salen de sus cimientos. El terreno se agrieta notablemente. Las tuberías subterráneas se rompen.
1,121g	X	Destrucción de algunas estructuras de madera bien construidas; la mayor parte de las estructuras de mampostería y armaduras se destruyen con todo y cimientos; agrietamiento considerable del terreno. Las vías del ferrocarril se tuercen. Considerables deslizamientos en las márgenes de los ríos y pendientes fuertes. Invasión del agua de los ríos sobre sus márgenes.
2,548g	XI	Casi ninguna estructura de mampostería queda en pie. <b>Puentes destruidos.</b> Anchas grietas en el terreno. Las tuberías subterráneas quedan fuera de servicio. Hundimientos y derrumbes en terreno suave. Gran torsión de vías férreas.
>3,567	XII	<b>Destrucción total.</b> Ondas visibles sobre el terreno. Perturbaciones de las cotas de nivel (ríos, lagos y mares). Objetos lanzados en el aire hacia arriba



Como se puede observar la Escala de Mercalli contempla 12 niveles de intensidad, desde un nivel base I, en el cual el sismo es sentido por algunas personas, hasta el nivel XII. En este último nivel el daño es prácticamente total.

El fin principal que conlleva realizar un análisis sísmico tradicional consiste en observar/comprobar que la estructura que se va a diseñar o ya diseñada sea capaz de resistir sin problemas un sismo de baja intensidad. Por otro lado, si la intensidad del sismo se clasifica como media, en este caso la estructura acepta unos ciertos daños los cuales deben posibilitar la reparación y, por último, si la estructura se encuentra con un sismo de gran intensidad, entonces lo único que se exige es que la estructura no colapse, preservando en todo momento la vida de los usuarios.

## 6.2 Conceptos generales en el análisis dinámico

En el momento que se habla de un análisis dinámico entran en juego tres parámetros esenciales. Dado que los terremotos son recogidos por aceleraciones, que son definidas como fenómenos inerciales, es decir, dependen de la masa y peso de la estructura. Por otro lado, también hay que tener en cuenta tanto la rigidez como el amortiguamiento [40].

### 6.2.1 Masa y peso

La principal diferencia que existe a la hora de hablar de **masa** o **peso** es que, mientras que la primera “m” es una medida de la cantidad de materia, la segunda “W”, es la medida de fuerza necesaria para poder generar una aceleración dada a la masa. Esta aceleración de la cual se habla es la propiciada por la propia gravedad, donde  $g=9,81\text{m/s}^2$ . Por ello, el peso que da una masa “m” es igual a  $W=m \cdot g$

### 6.2.2 Rigidez

Todo cuerpo elástico que esté sometido a cualquier fuerza externa sufre una cierta deformación. La **rigidez** es la relación existente entre fuerzas externas-deformaciones, es decir, es la capacidad de resistente (soportar) de un material sin sufrir grandes deformaciones, sin perder su forma. Para explicar este concepto hay que nombrar al físico Robert Hooke el cual observó que para muchos materiales la curva tensión-deformación tiene una región lineal.

$$F = k \cdot x \rightarrow k = \frac{F}{x}$$

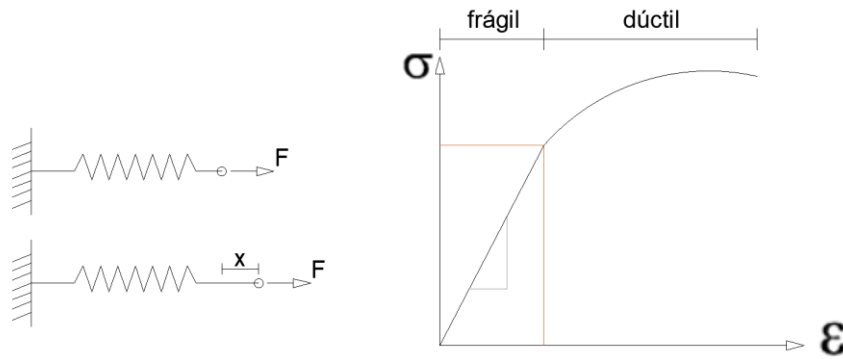


Figura 29. Relación fuerza-desplazamiento.  
 Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, cuando se habla de rigidez se está hablando de una relación entre fuerza-desplazamiento. A la hora de hallar la rigidez de un elemento estructural hay que tener en cuenta que dependerá del material, geometría y tipo de apoyo. De manera visual, a partir de la curva tensión-deformación se pueden comparar dos materiales distintos y ver cuál es más rígido, es decir, el material más rígido será el que más tensión absorba sin deformarse en exceso, en definitiva, el que mayor pendiente tenga en el rango elástico.

A la hora de calcular el valor de la rigidez “k” existen varias metodologías en los que se puede destacar el método de Castigliano, el método de momentos, etc.

### 6.2.3 Amortiguamiento

Por último, cuando se habla de **amortiguamiento** se relaciona principalmente con la capacidad del elemento estructural de disminuir su movimiento con el paso del tiempo que viene asociada con una pérdida de energía del sistema. Existen diferentes tipos de amortiguamiento, desde el viscoso al histerético.

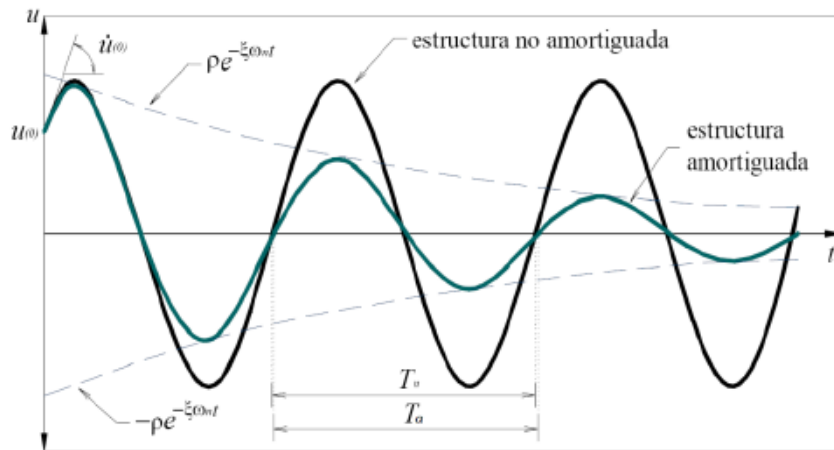


Figura 30. Efecto de amortiguamiento en vibración libre.  
 Fuente: Chopra, 2012 [41]

En la figura 30. se puede comprobar la importancia del amortiguamiento, ya que la amplitud decrece con el paso del tiempo.

Cuando se habla de un amortiguamiento viscoso es la referida a la pérdida de energía debido a la viscosidad que se opone al movimiento. Esta pérdida de energía está directamente asociada a la velocidad de movimiento [40]. La ecuación matemática que describe la fuerza de amortiguamiento ( $F_a$ ) es simplemente el producto del coeficiente amortiguador ( $c$ ) y la velocidad relativa entre los dos extremos del amortiguador ( $\dot{u}$ )

Ecuación 5

$$F_a = c\dot{u}$$

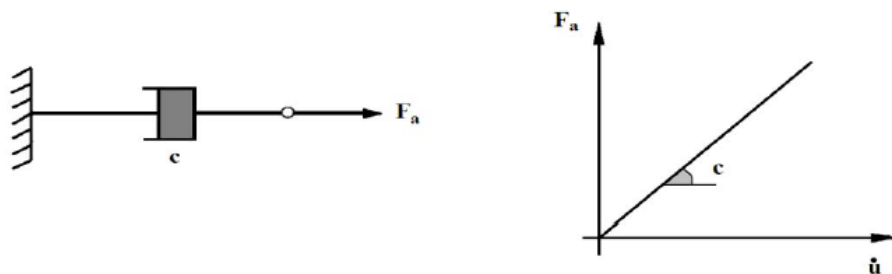


Figura 31. Relación fuerza-velocidad para un amortiguamiento viscoso.  
 Fuente: Paredes, 2014 [40]

El amortiguamiento viscoso permite resolver las ecuaciones diferenciales de movimiento de un sistema dinámico.

Por otro lado, uno de los conceptos fundamentales a la hora de hablar de un sismo es el comportamiento histerético. Se produce en el momento que un elemento estructural es sometido a inversiones en el sentido de la carga aplicada cuando el material del elemento se encuentra en el rango inelástico o no lineal.

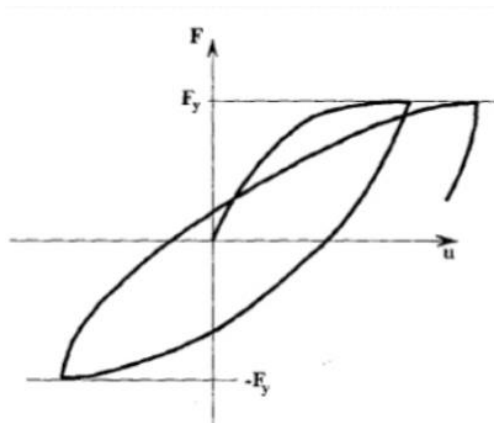


Figura 32. Curva fuerza-deformación para un material inelástico.  
 Fuente: Paredes, 2014 [40]

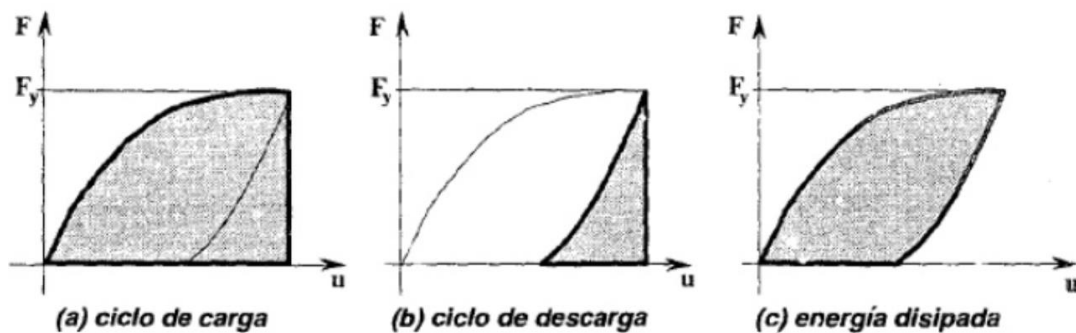


Figura 33. Disipación de energía en un sistema inelástico.  
 Fuente: Paredes, 2014 [40]

El hecho de que la curva de la carga no coincida con la curva de la descarga tiene una explicación y es simplemente que toda la energía de deformación acumulada no se convierte en energía cinética en el ciclo de descarga.

#### 6.2.4 Grados de libertad

En cuanto a los grados de libertad se refiere en la dinámica estructural, se conoce como grado de libertad al número de coordenadas independientes para detallar la configuración o posición de un sistema en cualquier instante de tiempo ( $t$ ). Aunque toda estructura continua cuenta con infinitud de grados de libertad mediante un proceso de selección o idealización de un modelo matemático apropiado ese número de grados de libertad se pueden reducir incluso hasta alcanzar un único grado de libertad.

El proceso que se va a seguir es el de concentrar la masa<sup>5</sup> en un punto para describir así, un marco simple conocido como masa concentrada.

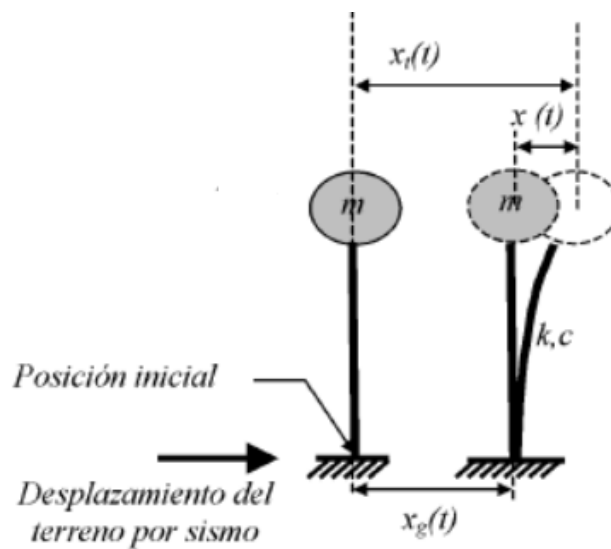


Figura 34. Sistema de un grado de libertad.  
 Fuente: Oviedo and Duque, 2006 [42]

Como se puede observar, el modelo consta de una masa concentrada “ $m$ ” soportada por elemento estructural que cuenta con una cierta rigidez “ $k$ ” y un coeficiente de amortiguamiento viscoso “ $c$ ” propio de la estructura. A este sistema se le aplica una excitación, en este caso producida por un terremoto, caracterizada por un desplazamiento

<sup>5</sup> Cuanto mayor sea la cantidad de lugares en donde se ubique la masa concentrada, mayor precisión tendrá la solución del problema planteado

del terreno. Su finalidad conlleva en conocer el desplazamiento de la masa en cualquier instante de tiempo “t”.

#### 6.2.5 Factor de seguridad y factor R

A la hora de hablar del factor de seguridad (FS) se hace referencia a una relación existente entre la capacidad máxima del sistema y el valor real al que se espera que será sometido dicho sistema. Por ello, los valores superiores a 1 indican que el sistema tiene mayor capacidad para soportar de lo que está soportando, es decir, se está en el lado de la seguridad.

Este es un factor sirve para evitar, en la medida de lo posible, el fallo estructural de la estructura que se está estudiando. Para que esto se cumpla, las cargas que actúan sobre la estructura deben ser menor que la que es capaz de soportar dicha estructura una vez esté en servicio. No obstante, si el  $FS < 1$  no significa que la estructura no vaya a aguantar, es simplemente que no existe un margen de seguridad. Al tratarse de un puente, donde actúan cargas dinámicas es recomendable que el valor  $FS \geq 1$  ya que con el paso del tiempo sus propiedades mecánicas van disminuyendo.

Por otro lado, el factor R es un indicador expuesto por la Norma de Construcción Sismorresistente, Puente (NCSP-07) que permite conocer o hacerse una idea de si el puente es capaz de resistir el sismo. El valor óptimo de R se recoge en la siguiente tabla:

Tabla 6. Factor de comportamiento en puentes regulares. Fuente: NCSP-07, 2008

Tipo de elemento dúctil	Tipo de comportamiento	
	Ductilidad limitada	Dúctil
Pilas de hormigón armado:		
Pilas verticales trabajando a flexión <sup>(1)</sup>	1,5	$3,5 \lambda (\alpha_s)$
Pilas inclinadas trabajando a flexión	1,2	$2,1 \lambda (\alpha_s)$
Pilas de acero		
Pilas verticales trabajando a flexión	1,5	3,5
Pilas inclinadas trabajando a flexión	1,2	2,0
Pilas con arriostramientos centrados	1,5	2,5
Pilas con arriostramientos descentrados <sup>(2)</sup>	—	3,5
Estribos rígidamente unidos al tablero		
En general	1,5	1,5
Marcos encajados en el terreno	1,0	1,0
Arcos	1,2	2,0

Para el cálculo de estos valores se tiene en cuenta los 3 niveles de fracción defectuosa admitida de acuerdo con la Norma Chilena 1998, la cual estima unos niveles de 5%, 10% y 20%. Estos valores corresponden a unos niveles de confianza de 95%, 90% y 80% respectivamente, por ende, los valores correspondientes a un nivel de confianza 95% serán menores que el resto para así asegurar que vaya a cumplir con ese grado de confianza. Para hallar estos tres valores:

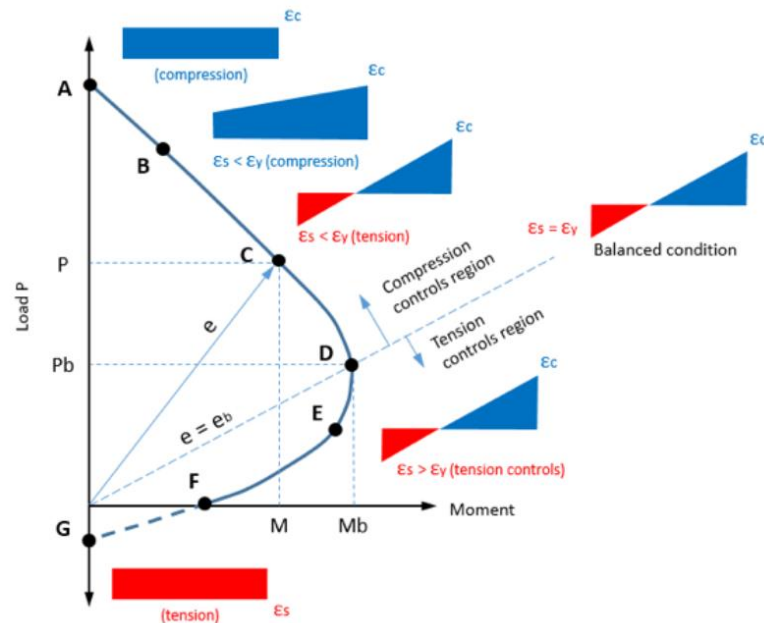


Figura 35. Diagrama de interacción entre axil-momento.  
 Fuente: SkyCiv.program

Los puntos más representativos son los que están marcados en la figura, en los que destacan los puntos G, F, D y A:

- A: carga máxima a compresión que la sección puede soportar
- D: punto el cual define el agotamiento tanto del hormigón, como del acero
- F: punto el cual se encuentra el momento máximo para un axil igual a cero, es decir sección sometida únicamente a momento flector (Flexión pura)
- G: carga máxima a tracción que la sección puede soportar

La importancia de este apartado reside en que da una idea de si es necesario que la estructura proyectada necesite una mayor disipación de energía, mediante ductilidad, fisuración del hormigón o incluso la formación de rótulas plásticas (AASHTO, 2002)

### 6.3 Análisis modal

El análisis modal es una técnica utilizada para poder determinar las características dinámicas del sistema que se está estudiando como es el caso de frecuencias naturales, factor de amortiguamiento y forma de modos, de manera que de este modo se pueda formular un modelo matemático que represente el comportamiento dinámico de la estructura que se va a estudiar, en este caso, el Puente Pedro de Valdivia [43]. Este modelo matemático es un modelo lineal que da una descripción completa del comportamiento lineal de la estructura, idónea para definir el modelo dinámico de una estructura [44].

El análisis modal está basado en el hecho que la respuesta de vibración de un sistema lineal dinámico de tiempo invariante que puede ser expresada como la combinación lineal de movimientos simples armónicos llamados modos naturales de vibración. Cada modo tiene una forma propia de vibración. Cada modo tiene una deformada característica y una frecuencia de vibración asociada diferente.

En el momento que sometes una excitación al sistema, este sistema responde vibrando de alguna manera propia y exclusiva. Esto es conocido como **modo de vibración del sistema** y a la hora de hablar de su frecuencia, se conoce como **frecuencia natural del sistema**. Al realizar esta misma operación con todos los posibles sistemas de un grado de libertad se obtienen todos los modos de vibración y sus formas, así como sus frecuencias naturales.

Un modo de vibración es un patrón o forma característica en el que vibrará un sistema mecánico. La mayoría de los sistemas tienen muchos modos de vibración por lo que la función del análisis modal es determinar la forma de esos modos. La vibración de una estructura es una simple combinación o una mezcla de todos los modos de vibración, pero no todos están excitados al mismo grado [45].

El análisis modal se basa en técnicas tanto experimentales, como teóricas. El análisis modal teórico recae en el modelo físico del sistema dinámico abarcando las propiedades como masa, rigidez y amortiguamiento. Estas propiedades se obtienen de las ecuaciones diferenciales no parciales, esto es llamado matriz de masa, rigidez y amortiguamiento. Esta matriz es incorporada por una ecuación diferencial normal de movimiento. El análisis de elemento finito potencia la solución de casi todas las estructuras dinámicas lineales, además del fortalecimiento de las capacidades y adelanto del análisis modal teórico.



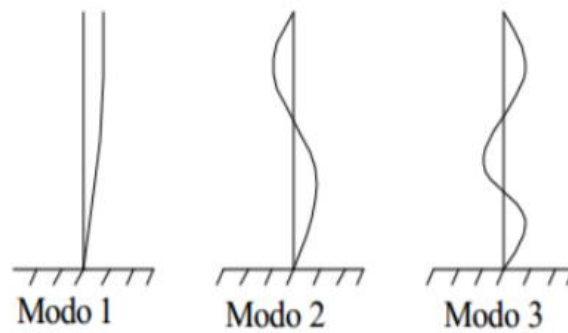


Figura 36. Primeros modos de vibración.  
Fuente: Apuntes clase

El análisis modal tiene muchas utilidades de las cuales se pueden destacar las siguientes [46; Krawinkler, 1998]:

- Comprender como se comporta la estructura bajo la acción de fuerzas dinámicas
- Ayudar a desarrollar un modelo que permita observar el comportamiento de la estructura y poder ver problemas a fin de evitarlos
- Comprobar la estructura una vez haya sufrido daños, por ejemplo, debido a un terremoto
- Simular excitaciones externas diferentes y ver cómo se comporta la estructura

Por ende, se puede definir al análisis modal como una herramienta eficiente para describir, comprender y modelar el comportamiento de las estructuras. En esta tesis se hará uso de la aplicación del análisis modal a modo que permita observar el comportamiento dinámico del puente Pedro de Valdivia frente a diferentes vibraciones que simulan terremotos y en el caso de encontrar debilidad estructural frente a vibraciones poder así realizar modificaciones y buscar soluciones que puedan remediarlo.

#### 6.3.1 Análisis modal espectral

Cuando se habla de un análisis modal espectral se hace referencia a un método de respuesta espectral que permite estimar, con cierto grado de fiabilidad, los desplazamientos y fuerzas en los elementos de un sistema estructural. Cuando se trata de utilizar este método su cálculo solo implica resultados de los valores máximos de los desplazamientos y las aceleraciones, en cada modo, utilizando el espectro de diseño planteado a partir de los

parámetros obtenidos del Manual de Carreteras. Este mismo representa el promedio o la envolvente de espectros de respuesta para diversos sismos.

Los valores máximos que se han obtenido se combinan mediante un promedio ponderado entre la media y la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados. Existe otro método que es el que se ha utilizado a la hora de realizar dicho análisis modal

- Método CQC (Complete Quadratic Combination)

Es un método desarrollado por Wilson, Der Kiureghian y Bayo en 1981 toma en cuenta el acoplamiento estadístico entre los modos espaciados más cercanos causados por el amortiguamiento modal. A medida que se aumente ese amortiguamiento se aumenta el acoplamiento entre los modos, no obstante, si el amortiguamiento modal es cero para todos los modos se opta por utilizar otro método denominado S.R.S.S (Square Root of the Sum of the Square).

El método CQC además de considerar un promedio ponderado entre la media y la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, considera también una correlación entre los valores modales máximos. Así se puede alcanzar unos valores más próximos a la realidad en cuanto a desplazamientos y fuerzas se refiere.

#### 6.4 Análisis Pushover

Cuando se habla de un análisis Pushover se está haciendo referencia a un método simplificado de análisis sísmico no lineal, de manera que se pueda determinar para un patrón de cargas dado, la curva de capacidad de una estructura. Es simplemente una alternativa a complicados métodos de análisis estructural que facilita los procedimientos dinámicos y simplifica ciertos criterios.

El análisis pushover se modela de una forma similar al utilizado en el análisis estático no lineal, con la principal diferencia que al tratarse de una acción sísmica se modela con time-history. La necesidad de utilizar registros de historia temporales de aceleración es debido a que la respuesta calculada de la estructura es sensible a las características propias de la acción [47].

En el modelo se introducen las características no lineales de cada elemento estructural, por consiguiente, la estructura se somete a movimientos sísmicos que se representa por análisis temporales. Para estas condiciones, aparece la ecuación dinámica conocida como ecuación del movimiento:

*Ecuación 6.*

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = -m\ddot{z}_0$$

Donde:

- representa la fuerza inercial debido a la masa de la estructura
- $c\dot{y}$  representa el amortiguamiento inherente de la estructura
- $ky$  representa la fuerza elástica del sistema, su rigidez
- $m\ddot{z}_0$  representa el Input, la excitación, la energía que se introduce al sistema

En ella aparecen las fuerzas inerciales, es decir, la inercia existe en el momento que haya una masa, por lo tanto, cuanto mayor sea la masa mayor fuerza inercial sufre la estructura, mayor esfuerzo sísmico.

Para determinar el comportamiento estructural frente a una carga dinámica, el libro “Limit design of structures to resist earthquakes” propone utilizar el concepto de Energía. Ello consiste en multiplicar las fuerzas por el desplazamiento  $dy \rightarrow \dot{y}dt = f(\text{vel.})$  para así obtener el trabajo. Una vez se integre la ecuación resultante respecto al tiempo de aplicación del sismo se obtiene la ecuación de balance de energía [48]:

*Ecuación 7.*

$$E_K + E_D + E_S = E_I$$

En esta ecuación de balance de energía se pueden diferenciar cuatro energías, energía cinética de la masa  $m$  ( $E_K$ ); energía disipada por el amortiguamiento inherente de la estructura ( $E_D$ ); energía de deformación elástica del sistema ( $E_S$ ) y la energía impuesta por las cargas dinámicas ( $E_I$ ) que es la suma de la energía impuesta por el sismo ( $E_{Is}$ ) y el viento ( $E_{Iw}$ ).

- $E_K = \int m \dot{y} dy = \frac{m \dot{y}^2}{2}$
- $E_D = \int c \dot{y} dy = \int c \dot{y}^2 \cdot dt$
- $E_S = \int kx dy = \frac{kx^2}{2}$
- $E_I = E_{Is} + E_{Iw}$ 
  - $E_{Is} = - \int m \ddot{z}_0 dy$
  - $E_{Iw} = \int P_{(t)} dy$

Tras la acción de un terremoto fuerte el sistema alcanza el rango inelástico, hay que incluir un nuevo término en la energía de deformación elástica del sistema ( $E_s$ ), ya que habrá que distinguir entre rango elástico e inelástico. Para lograr esta modificación se introduce una nueva función  $f_s(y)$  que incluye tanto la respuesta elástica, como la inelástica histerética en el cálculo, quedando de esta manera [42]:

Ecuación 8.

$$E_s = \int f_s(y) dy = E_{ss} + E_{sp}$$

$$E_s = \int f_s(y) dy = E_{ss} + E_{sp}$$

Estos dos nuevos términos que aparecen son referidos a la energía disipada por efectos histeréticos de deformación plástica/daño de elementos estructurales, y energía de deformación elástica no disipada.

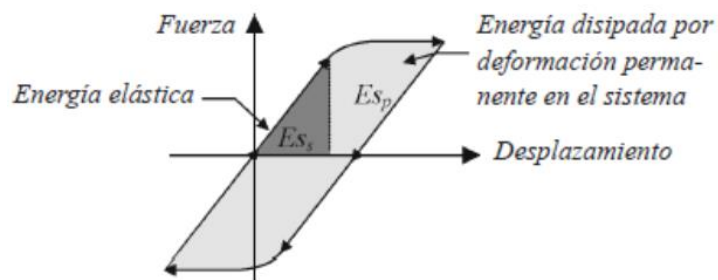


Figura 37. Ciclo de histéresis en un sistema estructural.  
 Fuente: Oviedo and Duque, 2006 [42]

#### 6.4.1 Método Capacidad-Demanda

Está claro que determinar el estado final de una estructura frente a la acción de un sismo no es una tarea sencilla, ya que su análisis es complicado y los resultados que se obtienen vienen estrechamente ligados al “time-history” utilizado. Por ello se hace uso de este método que permite pasar de una estructura real no lineal a un sistema equivalente no lineal modal, teniendo en cuenta sus propiedades modales efectivas.

Para hallar la capacidad de la estructura que se va a estudiar se realiza el análisis pushover con una distribución de cargas similares a la del modo dominante. Mientras que para hallar la demanda es necesaria la obtención del espectro elástico de diseño del emplazamiento de la estructura a estudiar. Esto es un proceso iterativo<sup>6</sup>, ya que a la hora de hablar de un terremoto la capacidad y demanda son dependientes una con la otra.

Hay que tener en cuenta que, a la hora de diseñar un puente, los movimientos y fuerzas sísmicas que se plantean para la vida útil de este tipo de estructura son referidas a una probabilidad de no excedencia del 90%, estimada en 50 años, lo que equivale a un periodo de retorno de 475 años (Tr).

Este punto tiene cierta importancia, ya que, con el paso del tiempo las fuerzas tectónicas siguen actuando de la misma manera tras la ocurrencia de un sismo. Por ello, los esfuerzos que generaron ese terremoto se siguen generando hasta la ocurrencia de un nuevo terremoto, esto significa que el tanto la acumulación, como la liberación de energía sigue un proceso cíclico.

El transcurso entre eventos es conocido como periodo de retorno o tiempo de recurrencia (Tr) y la magnitud de ese terremoto no depende únicamente de la energía que se ha acumulado, es decir, del tiempo transcurrido entre eventos, sino que también influye el tamaño del área en el que se acumulan los esfuerzos y el valor de las fuerzas.

---

<sup>6</sup> El proceso es iterativo hasta que se coincide el amortiguamiento de ambos espectros

Tabla 7. Periodo de retorno dependiendo de la frecuencia del sismo. Fuente: Análisis sísmico [49]

Nivel de sismo	T (años)	Probabilidad de excedencia (p,t)
Frecuente (S.Servicio)	43	50 % en 30 años
Raro (S.Diseño)	475	10 % en 50 años
Muy Raro (S. Máxima)	970	10 % en 100 años

Ecuación 9.

$$T = -\frac{t}{\ln(1-p)}$$

Donde “T” es el periodo de retorno, “t” el tiempo de exposición y “p” probabilidad de excedencia.

Como se puede observar en la figura adjunta, es preciso que la estructura se comporte dentro del rango elástico para sismos frecuentes, es decir, que recupere su estado inicial al finalizar la descarga.

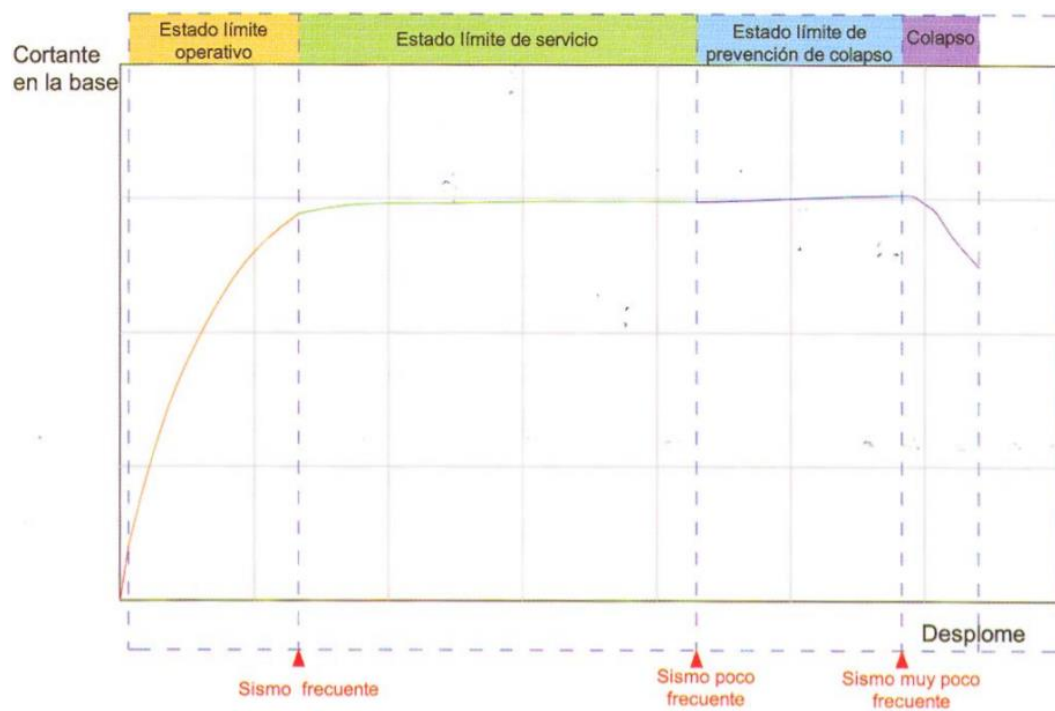


Figura 38. Curva de capacidad y estado operativo de la estructura.  
 Fuente: Análisis sísmico [49]

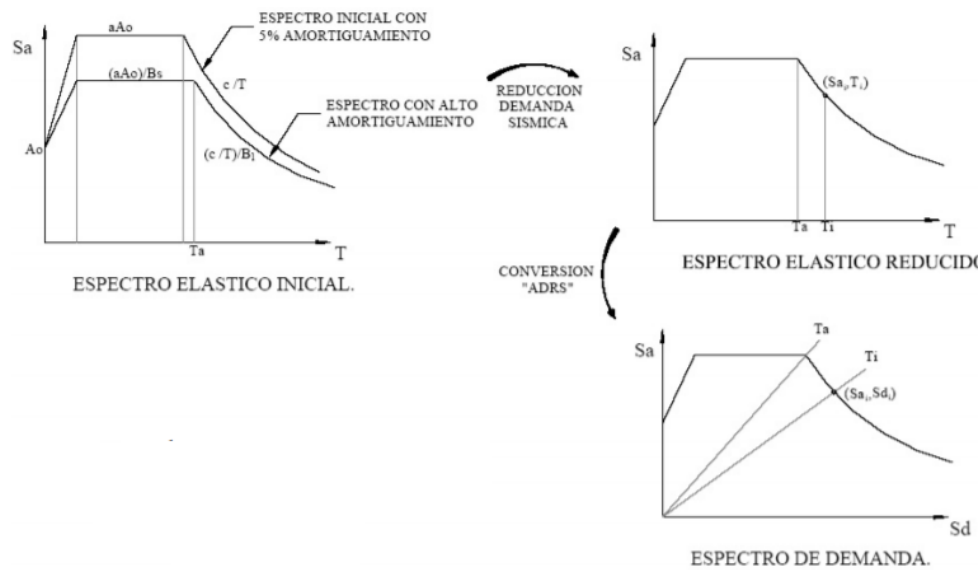


Figura 39. Demanda que sufre la estructura.  
 Fuente: Análisis sísmico [49]

Por lo tanto, para hallar el espectro de demanda, se parte del espectro de respuesta elástico con un valor de amortiguamiento igual al 5% y se convierte en un nuevo gráfico en términos de aceleración espectral ( $S_a$ ) y periodo ( $T$ ). De este modo se obtiene el espectro elástico reducido que mediante una conversión ADRS en donde los periodos son constantes a partir de las líneas radiales desde el punto 0,0 (origen) finalmente se obtiene el espectro de demanda. Este último espectro relaciona espectro de pseudoaceleraciones ( $S_a$ ) con el espectro de desplazamientos relativos ( $S_d$ ).



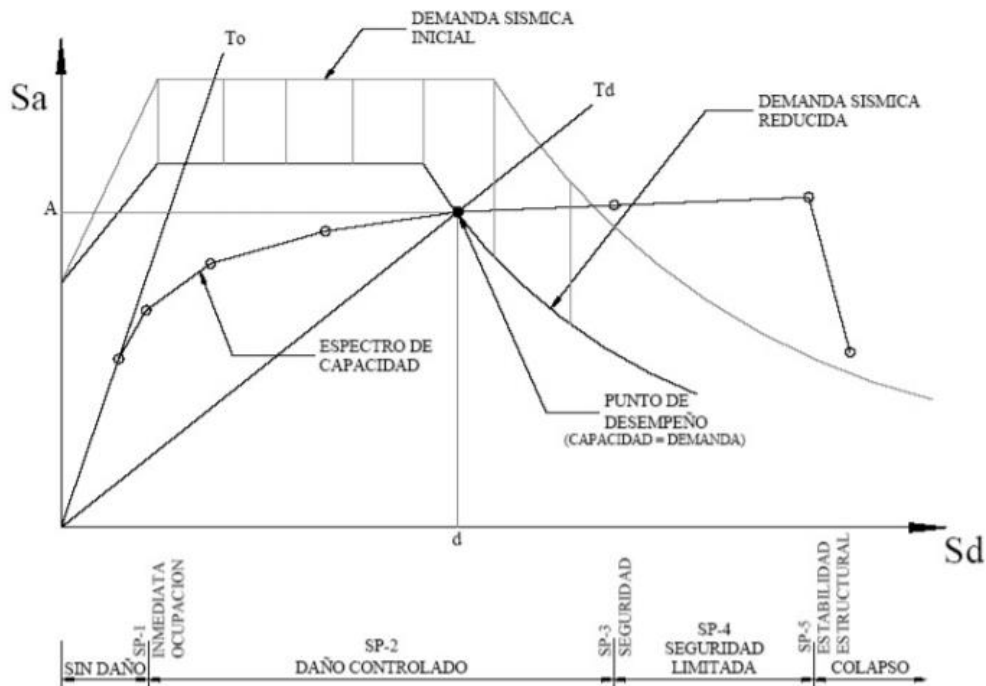


Figura 40. Punto de trabajo de la estructura.  
 Fuente: Análisis sísmico [49]

El punto de trabajo de la estructura indica la respuesta estructural sísmica máxima incluyendo los efectos no lineales, así como el riesgo de la estructura y el periodo/amortiguamiento efectivo. Esto es, se puede proveer información del índice de daño probable que se puede producir al desplazar la estructura una cierta cantidad en función de las fuerzas sísmicas impuestas. Cabe destacar que cuanto mayor sea el amortiguamiento menor es la aceleración espectral ( $S_a$ ).

Ya se disponía de esta información en los años 60-70, donde los investigadores Freeman y Blume propusieron unos criterios que se han tenido en cuenta a la hora de crear parámetros que constituyen lo que actualmente son las normas FEMA y ATC.

Todo esto tiene que ver con los desplazamientos que se producen en la estructura en el momento que se aplica un espectro que induce unas aceleraciones, de manera que aparecen las fuerzas de piso que se tienen que comparar con la resistencia que aporta la estructura, así como el comportamiento en regímenes inelásticos mediante los esfuerzos internos que en ellas se proyectan [50].

## 6.5 Time History Analysis

Cada vez existen más estructuras diseñadas para soportar episodios sísmicos. Las fuerzas sísmicas, de naturaleza aleatoria, son impredecibles por lo que se necesitan herramientas ingenieriles para analizar las estructura bajo la acción de estas fuerzas. Las cargas de terremoto deben ser modelados cuidadosamente para así poder evaluar el comportamiento de la estructura y siempre que ese daño que lógicamente se va a producir en la estructura esté regulado.

El “Time History Analysis” analiza la estructura para diferentes tipos de terremotos y así poder hallar una línea de tendencia o patrón [51]. Cada terremoto cuenta con propiedades completamente diferentes, es decir, un mismo terremoto puede tener intensidades diferentes en dos zonas diferentes. Por ello es necesario diseñar la estructura en base a las intensidades y no tanto en base a la magnitud. A través de este método, se puede obtener la respuesta de la estructura en función del tiempo (ecuación del movimiento) tras la ocurrencia del sismo. Lo ideal para poder observar una tendencia es contar con un modelo de la estructura y ver cómo se comporta para diferentes intensidades, de este modo se construye un gráfico que permite ver la relación existente entre intensidades y respuestas sísmicas.

Teóricamente hablando, este método permite analizar la respuesta estructural en varios instantes de tiempo posteriores a la acción de la carga. Esto difiere con el espectro respuesta, ya que, este no puede calcular la evolución temporal de la respuesta estructural.

## 6.6 Espectro de diseño

El concepto conocido como “espectro” empezó a desarrollarse a partir de una idea del Director del Instituto de Investigación de la Universidad de Tokyo, Kyoji Suyehiro (1920). Kyoji planteó un instrumento de medición formado por seis péndulos cada uno con diferentes periodos de vibración con el fin de poder registrar las respuestas de estos previo a la ocurrencia de un sismo.

Tras unos años de la idea de Kyoji apareció un nuevo personaje con el nombre de Hugo Benioff, quien publicó un artículo en el que proponía un instrumento similar al de Suyehiro, destinado a medir el desplazamiento registrado por diferentes péndulos con los cuales se podría determinar el valor máximo de respuesta y construir una curva (lo que hoy

conocemos como espectro de desplazamiento elástico) cuya área sería un parámetro indicador de la destructividad del terremoto [52].

Finalmente, fue Maurice Biot en el Instituto Tecnológico de California, quien propuso formalmente la idea de espectros de respuesta elástica. No obstante, hay que destacar que los espectros respuesta omiten cierta información relevante dado que los efectos del terremoto sobre la estructura dependen también de la duración del movimiento y del número de ciclos de demanda significativa de desplazamiento, puesto que no sólo depende de la respuesta máxima.

En este punto entra la importancia del **espectro de diseño**, ya que las construcciones no pueden ser diseñadas para soportar un único terremoto en particular, es decir, cada terremoto cuenta con características completamente diferentes por lo que los espectros de respuesta tanto elástico, como inelástico no son válidos para un diseño sismorresistente. Por ello la verificación del puente Pedro de Valdivia se realiza a partir de espectros sin variaciones bruscas y que considera el efecto de diferentes terremotos. No obstante, los espectros de diseño que utilizan las normativas sísmicas emplean el mismo concepto para diseñar la estructura sismorresistente, por lo que es posible comparar un espectro asociado a un terremoto concreto y el espectro de diseño de una normativa.

## 6.7 Diseño sísmico

Las especificaciones que se recogen en la norma sísmica chilena establecen unas recomendaciones a la hora de hablar de puentes pequeños/medianos, es decir, con luces libres no superiores a 70 metros.

Hay que tener en cuenta que, a la hora de diseñar un puente, los movimientos y fuerzas sísmicas que se plantean para la vida útil de este tipo de estructura son referidas a una probabilidad de no excedencia del 90%, estimada en 50 años, lo que equivale a un periodo de retorno de 475 años.

Todo puente que entre en las especificaciones resaltadas debe cumplir una serie de requisitos básicos para cada material, orientada en todo momento a que la estructura:

- Frente a sismos de intensidad moderada, resistan sin daño en el rango elástico
- Frente a sismos de intensidad media, se limiten los daños estructurales
- Frente a sismos de intensidad excepcionalmente severa que, aunque presente daños no alcance su colapso parcial o total

#### 6.7.1 Simbología

La simbología que se va a utilizar para la realización del espectro respuesta será el siguiente:

<b><math>a_0</math></b>	=	Aceleración máxima del suelo
<b><math>A_0</math></b>	=	Aceleración efectiva máxima del suelo
<b>CI</b>	=	Clasificación por importancia
<b>PSS</b>	=	Peligro de socavación sísmica
<b>CCS</b>	=	Categorías de Comportamiento Sísmico
<b><math>g</math></b>	=	Aceleración de gravedad ( $\approx 9,8 \text{ m/s}^2$ )
<b>H</b>	=	Altura de la cepa o pila (3.1004.309(2)), o altura de estribos, cepas y rótulas (3.1004.315)
<b>I</b>	=	Momento de inercia de la cepa o pila en la dirección considerada
<b><math>K_1</math></b>	=	Coeficiente de importancia cuyo valor varía según el CI
<b><math>K_2</math></b>	=	Constante K para el coeficiente sísmico modificado por la respuesta estructural y el espectro de aceleración de diseño y el cual depende del tipo de suelo
<b>S</b>	=	Coeficiente de suelo
<b>Sa/Sb</b>	=	Aceleraciones espectrales
<b><math>T_n</math></b>	=	Periodo fundamental de vibrar en segundos del sistema formado por la infraestructura y la sección de la superestructura a la que sirve de apoyo
<b><math>T_1</math></b>	=	Periodo que limita el rango del coeficiente sísmico modificado por la respuesta estructural y el espectro de aceleración absoluta
<b><math>T_i</math></b>	=	Periodo del modo

## 7. METODOLOGÍA

Para la resolución de la presente tesis se ha utilizado el software de elementos finitos denominado Sofistik. En él se ha hecho una lectura del modelo preliminar que ha sido facilitado por la Universidad de Santander para poder entender y comprender el trabajo realizado con el modelado del puente. Como se ha comentado en el apartado 5.2, caracterización del Puente Pedro de Valdivia, la parte central de hormigón armado ha soportado el terremoto de mayor magnitud registrado hasta el momento y ahí es donde comienza el fin de esta tesis.

En primer lugar, se ha realizado un estudio general de la ciudad de Valdivia, teniendo en cuenta todos los aspectos y parámetros que son necesarios estudiar a la hora de estudiar una estructura sismorresistente, ya sea, el tipo del terreno, aceleraciones, etc. De este modo se ha podido plasmar un espectro de diseño que permite observar la dificultad de conseguir una reducción sísmica modificando la rigidez del puente, ya que el puente cuenta con periodos relativamente pequeños.

A continuación, partiendo del modelo inicial se han ido realizando una serie de modificaciones y calibraciones que se han recogido en el apartado 8., y 9., que detallan lo que supone cada nueva calibración en cuanto al comportamiento del puente se refiere. Una vez alcanzada la conclusión realizada por el diagnóstico estructural del puente se ha procedido a buscar unas nuevas respuestas a lo ocurrido aquel 22 de mayo del año 1960.

Tras establecer los criterios básicos del puente se ha realizado el diseño de nuevos elementos estructurales, estos nuevos elementos están definidos bajo las pilas centrales. Estos dos elementos son fundaciones de hormigón pobre, clasificado como H15, de los cuales se desconoce su profundidad. Para la creación de esta nueva fundación se ha tenido que programar una nueva sección que una las pilas centrales con el nuevo elemento estructural. Estas fundaciones cuentan con unas dimensiones de canto y anchura establecidas por lo que únicamente se cuenta con la incógnita de la profundidad (#HFUND).

Para estimar la profundidad de la fundación se han realizado una serie de iteraciones que permite ver cómo se modifican los esfuerzos últimos en la base de la pila estudiada (en función de la profundidad de la fundación), obteniendo así un valor de factor R y factor de seguridad (FS) óptimo.



Estudio Técnico. Universidad Austral de Chile.  
“Análisis modal y comportamiento del Puente Pedro de Valdivia  
frente al sismo de 1960”

Estos factores se obtienen a partir del momento último y momentos de diseño para unos niveles de confianza establecidos 95%, 90% y 80%, siendo este último el caso más realista en el que se admite una fracción defectuosa del 20%. Los momentos de diseño propios a estos niveles de confianza se hayan a partir del diagrama que relaciona el axil con el momento, de este modo se puede obtener los distintos momentos para cada nivel de confianza. Una vez obtenidos estos valores se comparan con el momento último producido por el sismo longitudinal y transversal de forma que se obtienen los resultados que posteriormente se van a representar y explicar.

## 8. DESARROLLO DEL ESTUDIO TÉCNICO

En este apartado se hará hincapié en el proceso seguido a la hora de llevar a cabo la tesis, analizando el puente siguiendo las normas vigentes hasta el momento. Es cierto que se trata de un puente construido hace más de 60 años, tiempo en el cual no existían normativas tan severas que regulasen la estructura tipo puente.

El modelado del puente se ha realizado mediante el programa de elementos finitos Sofistik apoyándose en los datos esenciales que definen el puente, es decir, definidos ya la geometría de la estructura, propiedades de los materiales, así como las hipótesis que se han tenido en cuenta en el estudio de diagnóstico realizado en noviembre del 2017 por la empresa Luis Berger. A la hora de realizar el modelado se ha tenido en cuenta que las cepas laterales (sección cajón) permiten su desplazamiento horizontal debido a su apoyo deslizante, mientras que transversalmente el movimiento está restringido debido a los topes y barras antisísmicas. Si se habla de las cepas centrales (muro macizo) existe una rótula que permite el giro alrededor del eje débil de la cepa, sin permitir desplazamientos longitudinales ni transversales. La solución de suponer que las fundaciones han sido empotradas se basan en varios motivos:

1. Incertidumbre asociada a la geometría y propiedades de las fundaciones
2. Al ser de tipo cajón, como establece el Manual de Carreteras en el numeral 3.1003.302, *“las pilas de fundación se analizan como elementos rígidos, pudiéndose incorporar la restricción del suelo en sus caras laterales”*, es decir se puede considerar como rígida a efectos de desplazamientos.
3. Dado los periodos bajos de la estructura se puede suponer que se encuentra en la meseta del espectro por lo que su posible disminución de rigidez no resulta relevante.

Cabe destacar que los puentes que se construyen en Chile cumplen lo establecido en el Manual de Carreteras, exactamente se encuentra en el Volumen 3, además cuenta con un apoyo referida a la normativa propuesta por el código American Association of State Highway and Transportation Officials Standard Specifications for Highway Bridges 2002 (AASHTO STANDARD, 2002).



A la hora de realizar el espectro de diseño, se hará uso de las normativas sísmicas que conciernen al país de Chile, en concreto se está haciendo referencia al Manual de Carreteras Volumen 3 sección 3.1004 referida al diseño sísmico. Lo primero a tener en cuenta es la zona en la cual se halla la estructura que se va a estudiar. La norma distingue tres zonas sísmicas cuyos valores aumentan a medida que aumenta el peligro sísmico.

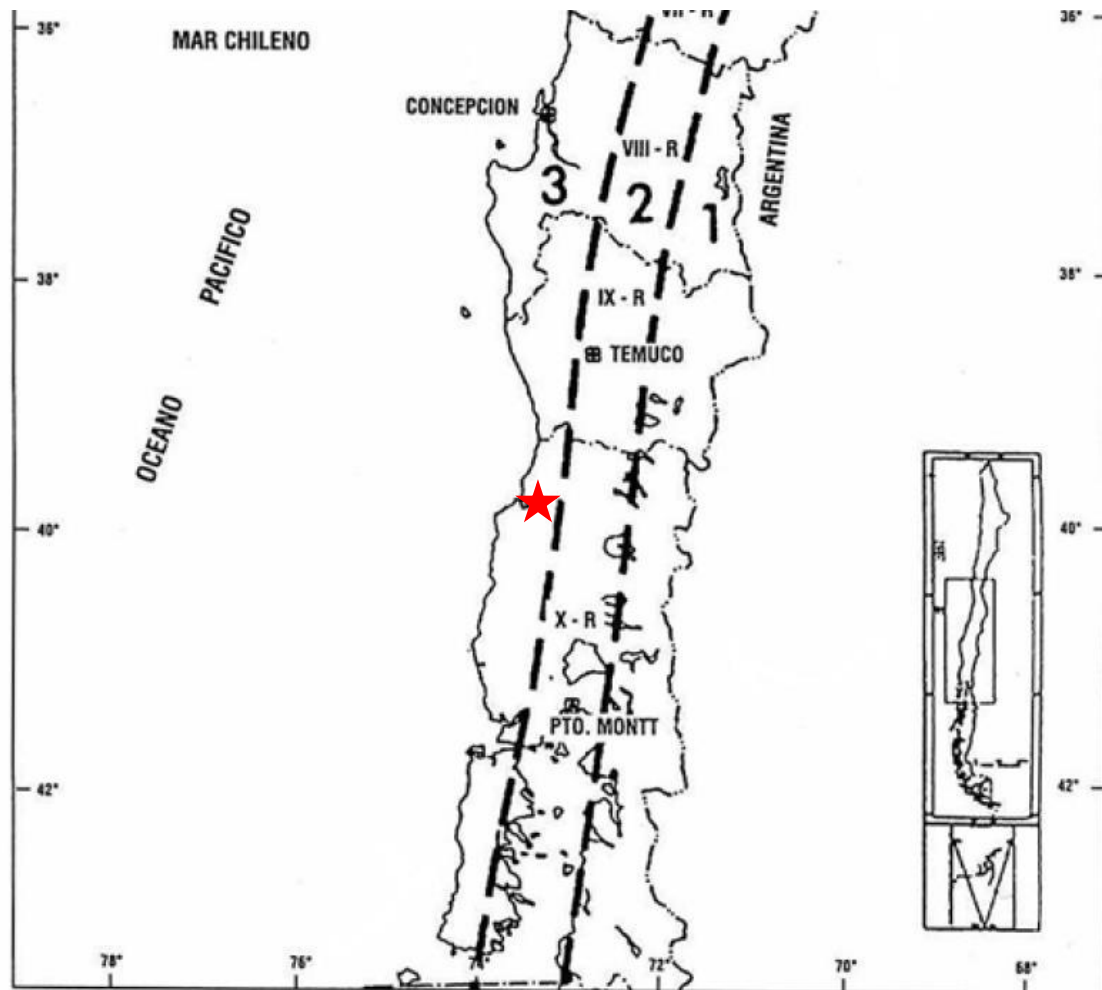


Figura 41. Zona sísmica en la que se encuentra el puente Pedro de Valdivia.  
 Fuente: Manual de Carreteras, 2018

Como se puede observar en la figura adjunta, Valdivia y por consiguiente el Puente Pedro de Valdivia se halla en la zona sísmica clasificada como zona 3. Esta zona va a servir de apoyo para calcular los siguientes parámetros que ayudan a definir el espectro de diseño.

- **Aceleración máxima y efectiva máxima del suelo ( $a_0$ ,  $A_0$ )**

Hay que destacar que la aceleración efectiva máxima es inferior a la aceleración máxima del suelo, ya que este último parámetro es el que se calcula a partir de sismógrafos mientras que el primer parámetro es meramente teórico.

Tabla 8. Comparación entre valor de aceleración máxima y aceleración efectiva máxima del suelo.  
Fuente: Manual de Carreteras, 2018

Zona sísmica	$a_0$	$A_0$
1	0,30g	0,20g
2	0,40g	0,30g
3	0,50g	0,40g

Como se puede observar en la tabla, los valores referentes al Puente Pedro de Valdivia corresponden a una aceleración máxima del suelo de 0,50g y una aceleración efectiva máxima del suelo de 0,40g. Estos valores cuentan con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, lo que corresponde a un periodo de retorno próximo a 475 años.

Estos valores de aceleraciones se pueden ver modificados ya que bajo el puente existen otro tipo de terrenos que no son clasificados como duros.

- **Clasificación por Importancia (CI)**

Esta calificación recae sobre la Dirección de Viabilidad, ya que para la zona sísmica 3 se debe considerar la importancia. En este caso, el puente Pedro de Valdivia es clasificado como un puente esencial por lo que:

**Puentes y Estructuras esenciales → CI = I**

Es considerado esencial basándose en aspectos tanto económicos, como sociales de mitigación del desastre sísmico y defensa, de ahí que se clasifique de esta manera el puente Pedro de Valdivia.

- **Peligro de socavación sísmica (PSS)**

Este parámetro viene definido por la socavación remanente después de ocurrir una socavación máxima, y se expresa en %. Para poder hallar el peligro de socavación sísmica hay que apoyarse en el periodo de retorno de la estructura que se va a estudiar.

Tabla 9. Periodos de retorno para el diseño. Fuente: Manual de Carreteras, 2018

Tipo de Obra	Tipo de Ruta	Período de Retorno (T, años)		Vida Útil Supuesta (n; años)	Riesgo de Falla (%)	
		Diseño <sup>(3)</sup>	Verificación <sup>(4)</sup>		Diseño	Verificación
Puentes y Viaductos <sup>(1)</sup>	Carreteras	200	300	50	22	15
	Camino	100	150	50	40	28
Alcantarillas (S>1,75 m <sup>2</sup> ) o H terrap. ≥10 m y Estructuras Enterradas <sup>(2)</sup>	Carreteras	100	150	50	40	28
	Camino	50	100	30	45	26
Alcantarillas (S<1,75 m <sup>2</sup> )	Carreteras	50	100	50	64	40
	Camino	25	50	30	71	45
Drenaje de la Plataforma	Carreteras	10	25	10	65	34
	Camino	5	10	5	67	41
Defensas de Riberas	Carreteras	100	-	20	18	-
	Camino	100	-	20	18	-

(1) Las socavaciones en puentes deberán calcularse tanto para el periodo de retorno T de diseño, como para los periodos de 5, 25, 50 y 100 años para evaluar el peligro de socavación sísmica (PSS) establecida en el Manual de Carreteras 3.1004.306 de la sección 3.1004, Diseño Sísmico.

Tabla 10. Vida útil de diseño. Fuente: Manual de Carreteras, 2018

Elemento	Vida Útil, T
Estribos	100 años
Alas de Estribos	100 años
Muros de Contención	75 años
Otra estructura	Mínimo 75 años

El Periodo de Retorno (T, años) para los puentes es de 100 años, por lo que para establecer el PSS se debe calcular para el periodo de retorno de 25 años, por consiguiente:

$$\frac{\text{Socavación total para 25 años}}{\text{Socavación total para 100 años}} \times 100 = 25\%$$

Tabla 11. Peligro de socavación sísmica. Fuente: Manual de Carreteras, 2018

Peligro de socavación sísmica	% de Socavación Total (diseño)	$\frac{\text{Socavación total para 25 años}}{\text{Socavación total para 100 años}} \times 100$
0	0	0
1	75	≤75
2	100	>75 y ≤100

Por lo tanto, según el porcentaje calculado se está hablando de un peligro de socavación sísmica de nivel 1: PSS=1

- **Categorías del Comportamiento Sísmico**

La categoría del comportamiento sísmico del puente se obtiene a partir de los parámetros ( $A_0$ , CI, PSS) anteriores de manera que se pueda categorizar su comportamiento. Estas categorías se diferencian de la “a” a la “d”.

Tabla 12. Obtención de la Categoría de Comportamiento Sísmico. Fuente: Manual de Carreteras, 2018

Aceleración Efectiva Máxima $A_0$	Peligro de Socavación (PSS)	Clasificación por Importancia (CI)	
		I	II
0,20g	0	a	a
	1	b	a
	2	b	b
0,30g	0	b	a
	1	c	b
	2	d	c
0,40g	0	c	b
	1	d	c
	2	d	d

Como se puede observar en la tabla adjunta, el comportamiento sísmico del puente Pedro de Valdivia se podría categorizar como “d”. Debido a que el puente está categorizado CCS=d, se recomienda que las fundaciones absorban las fuerzas máximas que son capaces de desarrollar las rótulas plásticas de la columna. Por lo general, estas fuerzas son menores que las que se obtienen aplicando un factor R igual a 1.

- **Efecto del Suelo**

Para la obtención de este parámetro será necesario conocer el terreno en el cual se asienta el puente Pedro de Valdivia. Para ello, se hará uso del “diagnóstico estructural e informe geotécnico” realizado por Louis Berger. En dichos informes se puede apreciar que tipo de terreno interactúa con la estructura pudiéndose categorizar como terreno

**tipo IV.** Esto supone que se está hablando de un terreno que cumple alguna de estas condiciones definidas en la tabla 3.1004.308(B) del Manual de Carreteras:

1. El espesor del suelo tipo III sobre el tipo IV es inferior a 25 metros
2. Suelo cohesivo saturado con resistencia no drenada del suelo ( $S_u$ ) igual o menor que 0,025MPa (0,2549kg/cm<sup>2</sup>)
3. Suelo cohesivo saturado con resistencia a compresión simple ( $q_u$ ) igual o menor que 0,050MPa (0,5099kg/cm<sup>2</sup>)

La importancia de este parámetro radica en la importancia que tiene el terreno a la hora de hablar de un terremoto, ya que dependiendo del tipo de terreno se pueden producir grandes ampliaciones en cuanto al efecto del sismo se refiere. En este caso se está haciendo referencia a un terreno con una compacidad baja/media.

Una vez conocido el tipo de terreno se puede continuar hallando los demás parámetros que se necesitan para definir el espectro de diseño.

Tabla 13. Coeficiente del suelo en función del tipo de suelo. Fuente: Manual de Carreteras, 2018

Tipo de suelo	S
I	0,9
II	1
III	1,2
IV	1,3

- **Coeficiente de importancia K1**

Este valor que adquiere esta constante varía en función del Coeficiente de Importancia (CI).

Tabla 14. Coeficiente de importancia (K1) en función del CI. Fuente: Manual de Carreteras, 2018

Coeficiente de Importancia (CI)	K1
I	1,0
II	0,8

En este caso el valor de K1 es igual a 1

- Constantes espectrales  $T_1$  y  $K_2$

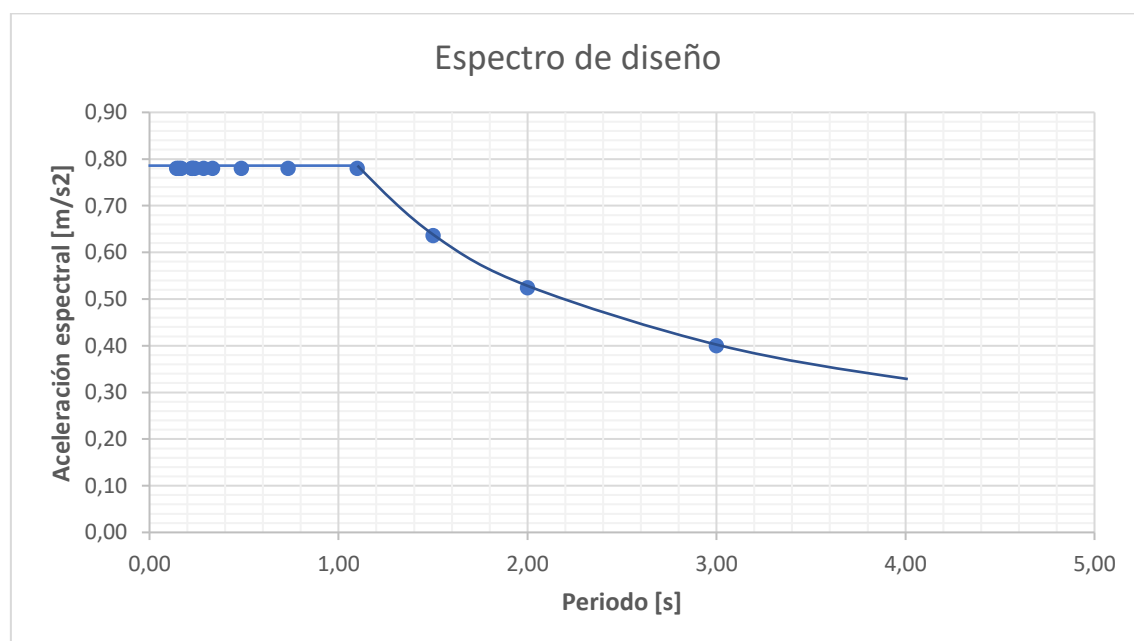
Tabla 15. Constantes espectrales en función del tipo de suelo. Fuente: Manual de Carreteras, 2018

Tipo de suelo	$T_1$	$K_2$
I	0,20	0,513
II	0,30	0,672
III	0,70	1,182
IV	1,10	1,598

Una vez obtenidos los parámetros necesarios, con ayuda del software Sofistik se plasma el espectro de diseño. Los parámetros de los cuales se está hablando están recogidos en la siguiente tabla resumen. Se ha podido observar que hallando un espectro unitario para X-Y-Z, los valores obtenidos se asemejan más al espectro de diseño realizado por la empresa Louis Berger en cuanto a las aceleraciones espectrales se refiere.

Tabla 16. Tabla resumen de los parámetros que componen el espectro de diseño. Fuente: Elaboración propia

Zona	3	$A_0/g$	0,4	S	1,3
CI	I	$K_1$	1	$T_1$	1,1
Tipo de suelo	IV			$K_2$	1,598



Gráfica 1. Espectro de diseño del Puente Pedro de Valdivia.  
 Fuente: Elaboración propia

## 8.1 Análisis modal

### 8.1.1 Análisis modal teórico del Puente Pedro de Valdivia

En primer lugar, hay que matizar que este punto 8.1.1 está apoyado en el modelo preliminar que se va a exponer a continuación, no obstante, las modificaciones que se van a plantear son referenciadas a nivel teórico. Para una buena funcionalidad del puente y su particular viga Gerber es necesario contar con los siguientes criterios en cuanto a los apoyos.

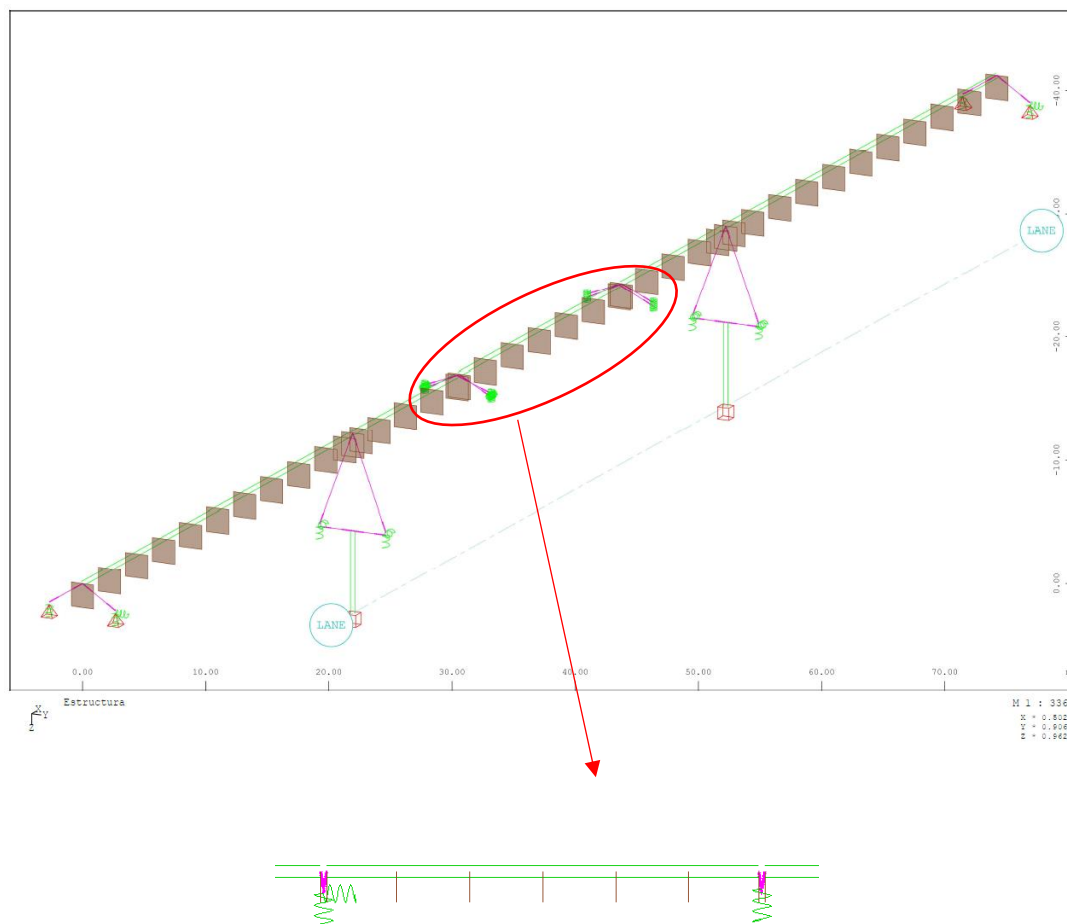


Figura 42. Esquema estructural de la viga Gerber, Puente Pedro de Valdivia.  
 Fuente: Elaboración propia

En este esquema estructural realizado con el programa Sofistik se pueden apreciar los diferentes apoyos que se han tenido en cuenta a la hora de ejecutar el tramo de hormigón armado del Puente Pedro de Valdivia. Las cepas laterales permiten movimiento en sentido longitudinal, mientras que transversalmente este movimiento está restringido por los topes y barras antisísmica que contiene el puente. En cuanto a las pilas centrales, como se ha explicado en el apartado 4.2.2. se encuentra empotrado en su base. Por último, hay que destacar las rótulas



centrales que conforman la viga Gerber, esta viga deberá tener una rótula fija y otra deslizante las cuales no transmiten momento, es decir, permitiendo su giro.

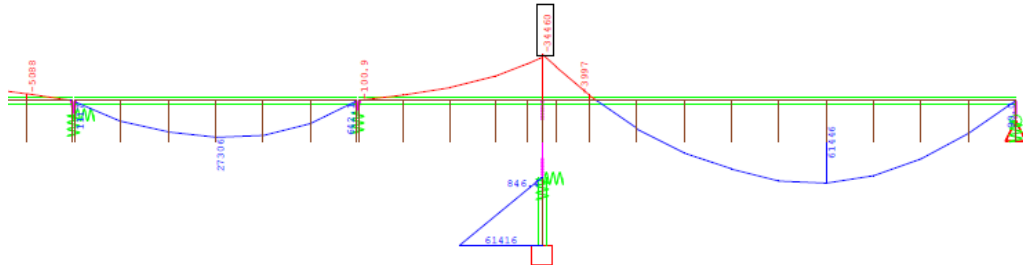


Figura 43. Momento flector máximo debido a la acción sísmica longitudinal (modelo teórico).  
 Fuente: Elaboración propia

Tabla 17. Esfuerzo último en la base de la pila (modelo teórico). Fuente: Elaboración propia

	AXIL [KN]	MOMENTO [KN.M]
<b>SISMO LONGITUDINAL</b>	11040	61416
<b>SISMO TRANSVERSAL</b>	11040	109200

### 8.1.2 Modelo preliminar

En este apartado partimos del modelo preliminar facilitado por la Universidad de Cantabria, en dicho modelo se pueden apreciar algunas discrepancias que más adelante se comentarán. El análisis de este modelo muestra el modo nº10 como primer modo fundamental longitudinal ( $f=7,519\text{Hz}$ ) y el modo nº6 como el primer modo fundamental transversal ( $f=4,441\text{Hz}$ ). Estos modos de vibración cuentan con un 43,19% y 66,28% de masa actuante respectivamente.

Tabla 18. Los 10 primeros modos resistentes del Puente Pedro de Valdivia (modelo inicial). Fuente: Elaboración propia

MODAL NO.	MASSES LC	Frequency [Hertz]	Effective modal Mass			Factor		
			X[t]	Y[t]	Z[t]	X[%]	Y[%]	Z[%]
1	9001	2,065	0	0	25	0,00	0,00	0,63
2	9002	2,251	742	0	0	18,90	0,00	0,00
3	9003	2,999	0	358	0	0,00	9,13	0,00
4	9004	3,649	0	0	1936	0,00	0,00	49,34
5	9005	4,182	0	0	0	0,00	0,00	0,00
<b>6</b>	9006	<b>4,441</b>	0	2601	0	0,00	66,28	0,00
7	9007	5,117	1468	0	0	37,41	0,00	0,00

8	9008	5,957	0	0	0	0,00	0,00	0,00
9	9009	7,114	0	0	5	0,00	0,00	0,12
<b>10</b>	<b>9010</b>	<b>7,519</b>	<b>1695</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>43,19</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>

Hay que comprobar que verificar que masa modal total es superior al 90% de la masa activa, en el caso de que no se cumpla, se necesitará introducir más modos de vibración, es decir, aumentar el número de valores propios. Para la dirección Y “y” Z son necesarios 20 y 80 modos respectivamente para movilizar el 90% de la masa participante.

El resultado de este análisis muestra que el periodo fundamental de vibración es igual a 0,195 segundos, correspondiente al séptimo modo de vibración, ya que cuenta con un 27,55% de masa activada.

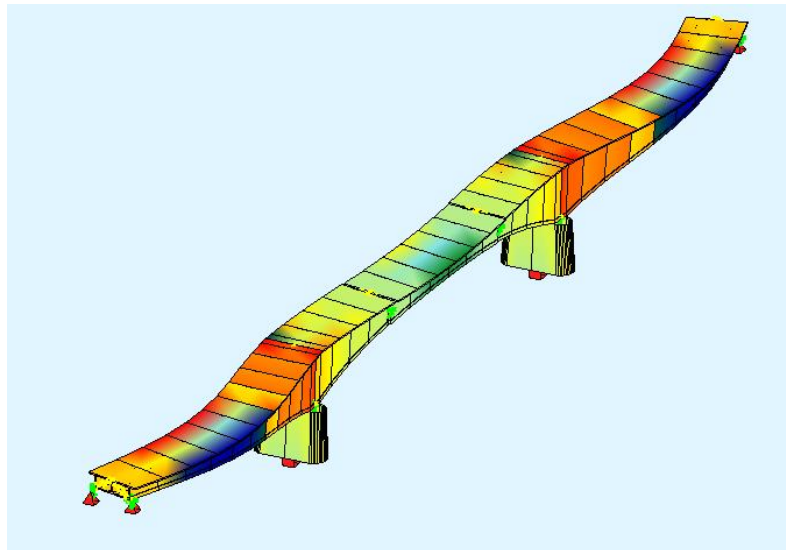


Figura 44. Primer modo fundamental transversal (modelo inicial).  
 Fuente: Elaboración propia

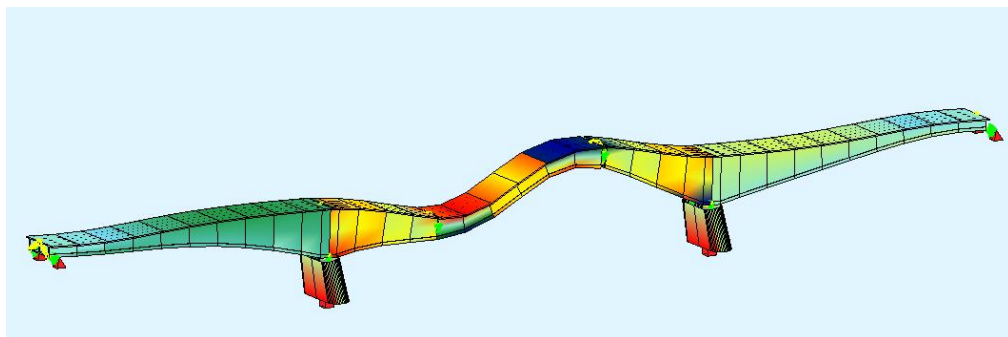


Figura 45. Primer modo fundamental longitudinal (modelo inicial).  
 Fuente: Elaboración propia

Las cargas actuantes sobre el puente unido al efecto sísmico hacen aparecer unos esfuerzos en la base de la pila que son necesarios conocer. De esta manera se podrá recrear un escenario del comportamiento del Puente Pedro de Valdivia.

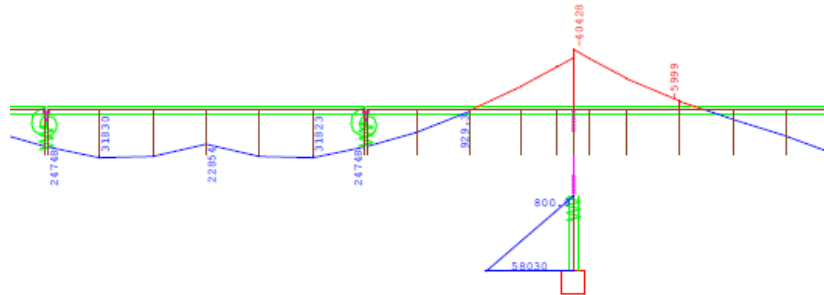


Figura 46. Momento flector máximo debido a la acción sísmica longitudinal (modelo inicial).  
Fuente: Elaboración propia

Tabla 19. Esfuerzo último en la base de la pila (modelo inicial). Fuente: Elaboración propia

	AXIL [KN]	MOMENTO [KN.M]
SISMO LONGITUDINAL	13215	58030
SISMO TRANSVERSAL	13215	107990

### 8.1.3 Calibración del modelo

A la hora de realizar el cálculo del modelo Sofistik facilitado por la universidad de Santander se ha podido comprobar algunas discrepancias relacionadas al puente en sí. Tras unas correcciones a la hora de programar el modelo, se ha llegado a la conclusión que las rótulas planteadas por dicho modelo se encuentran completamente rígidas tal y como indica la siguiente tarea:

spt 301 x 0.2 y 3 z 1.2 ref pt nref 117  
sptp type kf ref 117 grp 52  
spt 302 x 0.2 y -3 z 1.2 ref pt nref 117  
sptp type kf ref 117 grp 52  
spt 303 x -0.2 y 3 z 1.5 ref pt nref 118  
sptp type kf ref 118 grp 52  
spts no 101 type cz cp 1e8 cq 1e6 ref 301 grp 52  
**spts no 104 type cy cm 1e8 ref 301 grp 61**  
spt 304 x -0.2 y -3 z 1.5 ref pt nref 118  
sptp type kf ref 118 grp 52  
spts no 102 type cz cp 1e8 cq 1e6 ref 302 grp 52  
**spts no 105 type cy cm 1e8 ref 302 grp 61**

*spt 311 x 0.2 y 3 z 1.5 ref pt nref 124*  
*sptp type kf ref 124 grp 52*  
*spt 312 x 0.2 y -3 z 1.5 ref pt nref 124*  
*sptp type kf ref 124 grp 52*  
*spt 313 x -0.2 y 3 z 1.2 ref pt nref 125*  
*sptp type kf ref 125 grp 52*  
*spts no 111 type cz cp 1e8 cq 1e6 ref 311 grp 52*  
**spts no 114 type cy cm 1e8 ref 311 grp 61**  
*spt 314 x -0.2 y -3 z 1.2 ref pt nref 125*  
*sptp type kf ref 125 grp 52*  
*spts no 112 type cz cp 1e8 cq 1e6 ref 312 grp 52*  
**spts no 115 type cy cm 1e8 ref 312 grp 61**

En ella se puede observar que la rotación cuenta con una rigidez alta, de ahí su valor de 1e8. Esto supone que la parte central del puente no esté actuando como una viga Gerber, ya que al tener un valor tan elevado esta zona central está rigidizada, actuando de esta manera como si se tratase de un puente de viga continua. Puede ser cierto que las rótulas se hayan rigidizado con el paso de los años, pero eso no significa que la mugre que se ha ido acumulando en la zona de la rótula sea capaz de transmitir tracciones o que la rigidización sea suficiente para que el puente se comporte totalmente distinto que al inicio de su construcción.



Figura 47. Disposición y estado de la rótula de la viga Gerber.  
 Fuente: Frank Schanack, 2017

Por mucho que las rótulas se suelden, su sección en el plano transversal, en comparación con la sección del puente, es muy pequeña.

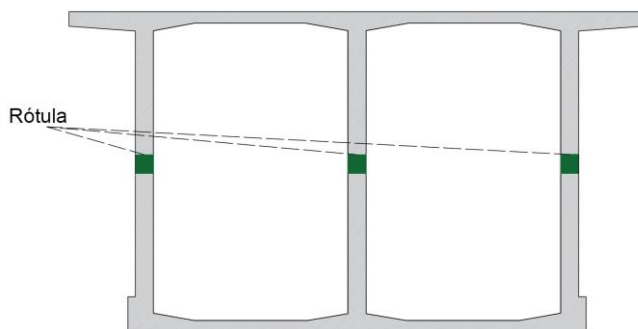


Figura 48. Sección transversal n°129.

Fuente: Elaboración propia

Con esta hipótesis de permitir el giro, se llega a un resultado en el cual sus frecuencias y modos de vibración son diferentes al evaluado por el modelo Sofistik del puente Pedro de Valdivia (modelo preliminar), ya que la estructura se comporta completamente diferente.

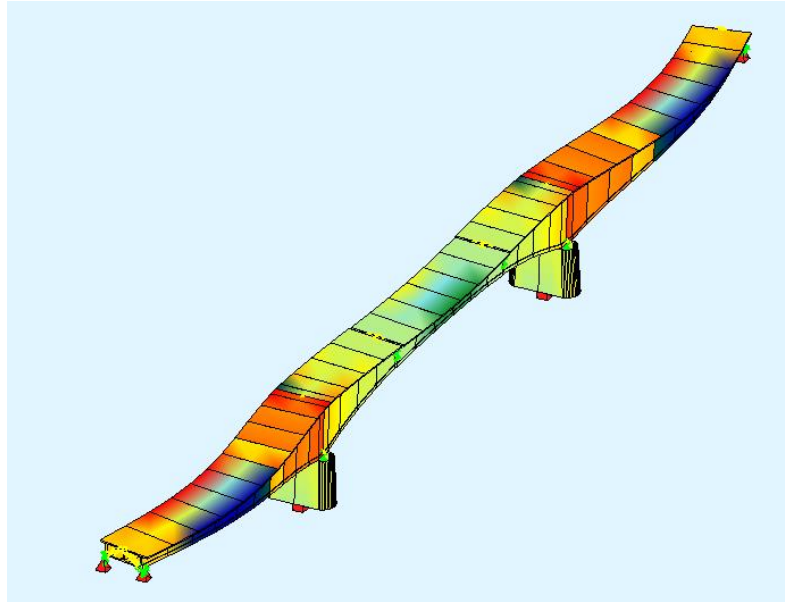
Tabla 20. Los 10 primeros modos resistentes del Puente Pedro de Valdivia (calibrado 1). Fuente: Elaboración propia

MODAL MASSES								
NO.	LC	Frequency [Hertz]	Effective modal Mass			Factor		
			X[t]	Y[t]	Z[t]	X[%]	Y[%]	Z[%]
1	9001	1,362	873	0	0	22,24	0,00	0,00
2	9002	2,059	0	0	31	0,00	0,00	0,80
3	9003	2,999	0	358	0	0,00	9,13	0,00
4	9004	3,492	0	0	1752	0,00	0,00	44,65
5	9005	4,182	0	0	0	0,00	0,00	0,00
6	9006	4,432	420	0	0	10,69	0,00	0,00
<b>7</b>	9007	<b>4,441</b>	0	2601	0	0,00	66,28	0,00
8	9008	5,957	0	0	0	0,00	0,00	0,00
9	9009	6,419	0	0	160	0,00	0,00	4,09
<b>10</b>	9010	<b>6,962</b>	2551	0	0	65,00	0,00	0,00

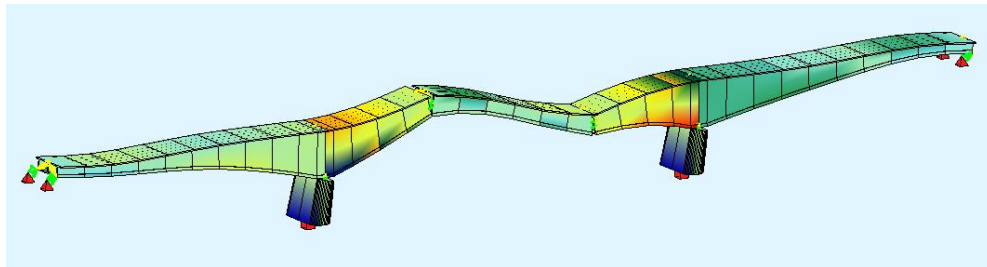
Del análisis de los resultados obtenidos a partir del modelo analítico, se puede ver que para activar más del 90% de la masa modal en dirección X han sido necesarios 10 modos de vibración. Por otro lado, para las direcciones Y “y” Z, se han necesitado movilizar 20 y 88 modos respectivamente.

En este nuevo modelo calibrado se puede observar que los modos de vibración han sufrido cambios significativos, sobre todo en las frecuencias de vibración. El primer modo fundamental longitudinal sigue siendo el modo n°10 ( $f=6,962\text{Hz}$ ), mientras que el primer modo fundamental transversal pasa a ser el modo n°7 ( $f=4,441\text{Hz}$ ).

El resultado de esta calibración muestra que el periodo fundamental de vibración es igual a 0,734 segundos, correspondiente al primer modo de vibración, ya que cuenta con un 33,5% de masa participativa.



*Figura 49. Primer modo fundamental transversal (modelo calibrado).  
Fuente: Elaboración propia*



*Figura 50. Primer modo fundamental longitudinal (modelo calibrado).  
Fuente: Elaboración propia*

En esta última figura se puede observar claramente la formación de rótulas en la viga central del puente. Finalmente, las cargas que actúan sobre el puente unido al efecto sísmico hacen que aparezcan unos esfuerzos en la base de la pila que son necesarios conocer para así poder comprobar la capacidad resistente del puente.

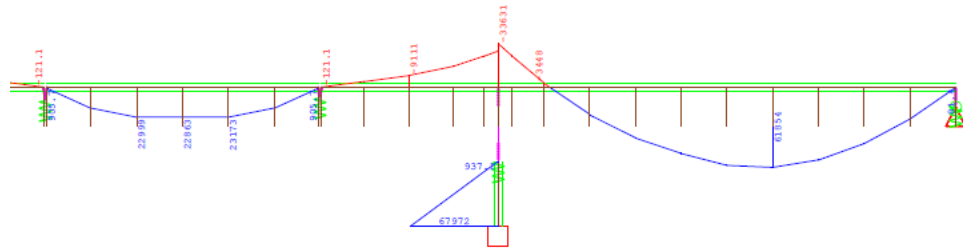


Figura 51. Momento flector máximo debido a la acción sísmica longitudinal (calibrado 1).  
Fuente: Elaboración propia

En este instante se encuentran dos escenarios: uno en el que se cuenta con el efecto sísmico impuesto por el modelo Sofistik y otro con un efecto sísmico referente al Manual de Carreteras.

Tabla 21. Esfuerzo último en la base de la pila, Sofistik (calibrado 1). Fuente: Elaboración propia

	AXIL [KN]	MOMENTO [KN.M]
<b>SISMO LONGITUDINAL</b>	13799	67970
<b>SISMO TRANSVERSAL</b>	13799	107840

Tabla 22. Esfuerzo último en la base de la pila, Manual de Carreteras (calibrado 1). Fuente: Elaboración propia

	AXIL [KN]	MOMENTO [KN.M]
<b>SISMO LONGITUDINAL</b>	13799	67972
<b>SISMO TRANSVERSAL</b>	13799	107840

#### 8.1.4 Calibración final del modelo

Como se ha podido ver en los puntos anteriores, la activación de las rótulas ha incrementado los momentos en la base de la pila estudiada. Esto se debe a que los momentos negativos en la pila han aumentado disminuyendo los momentos positivos de la parte central del puente.

Puesto que todavía existen discrepancias en el resultado final, se procede a realizar un nuevo calibrado. Como se ha comentado en el apartado 6.2 los parámetros que intervienen

en la obtención de la frecuencia/periodo son la masa y la rigidez. Sabiendo que la rigidez depende de la geometría, el módulo elástico (E) y de los sistemas de apoyo, se procede a realizar la siguiente comprobación.

En esta comprobación, se presenta una nueva hipótesis en el cual las pilas centrales permiten una mayor deformación, es decir, que son más dúctiles. Con esta nueva hipótesis se pretende conseguir que los momentos en la base de la pila sean menores. Sabiendo que para un elemento empotrado articulado la rigidez  $K = \frac{3EI}{L^3}$ ; se puede observar que aumentando la longitud de la pila se puede disminuir la rigidez.

*Ecuación 10.*

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{m}} \rightarrow K = \frac{3EI}{L^3}$$

Viendo los resultados obtenidos a lo largo de todo el estudio, se ha llegado a la conclusión de que existe algún elemento estructural adicional que dio al puente lo necesario para poder soportar el sismo de 1960. El informe realizado este puente comenta que es posible que el cierre de juntas supusiese el evitar el colapso, no obstante, en esta tesis se quiere llegar más allá.

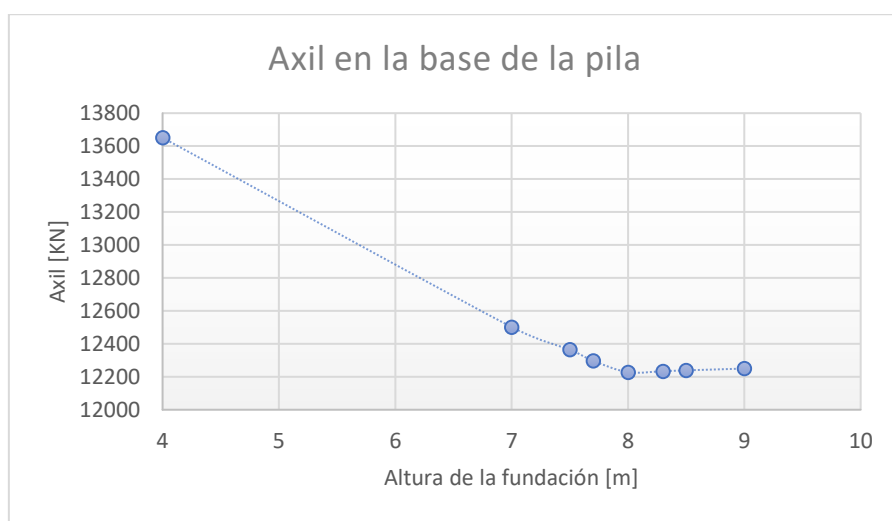
El Puente Pedro de Valdivia cuenta con una cierta incertidumbre acerca de lo que hay debajo de estos siete metros de pila. Según los planos revisados existe una fundación bajo las pilas centrales con un hormigón categorizado como pobre, en torno a un H15, del cual se desconoce sus dimensiones.

Partiendo de la base que el Puente Pedro de Valdivia aguantó sin colapsar el sismo de 1960, se realizarán una serie de comprobaciones en las cuales se llegue a ese resultado esperado. De este modo se podrá dar una conclusión coherente a lo ocurrido en ese 22 de mayo de 1960.

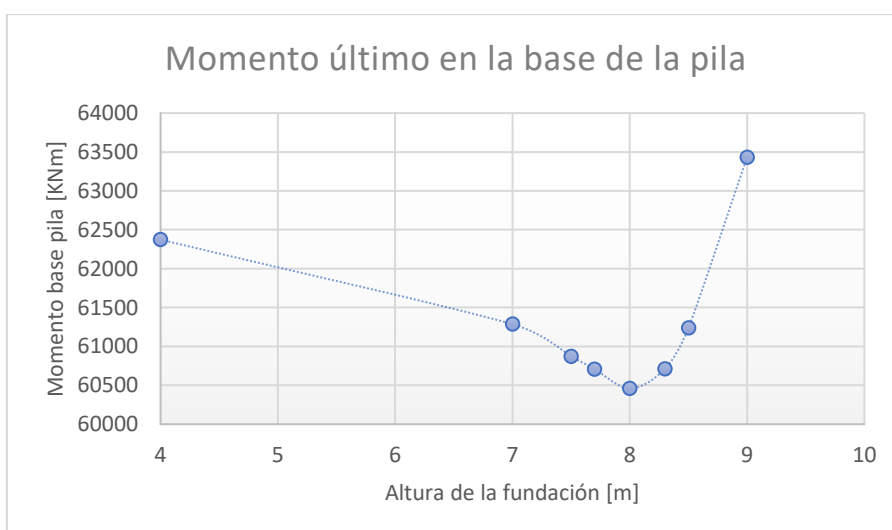


Tabla 23. Esfuerzo último en la base de la pila, (calibración final). Fuente: Elaboración propia

ALTURA FUNDACIÓN [m]	AXIL [KN]	MOMENTO [KNm]
4	13651	62373
7	12502	61286
7,5	12365	60873
7,7	12297	60708
<b>8</b>	<b>12228</b>	<b>60460</b>
8,3	12234	60712
8,5	12239	61240
9	12250	63434



Gráfica 2. Variación de axil en la base de la pila en función de la profundidad de la fundación.  
 Fuente: Elaboración propia



Gráfica 3. Variación de momentos en la base de la pila en función de la profundidad de la fundación.  
 Fuente: Elaboración propia

Como se puede ver en los gráficos adjuntos, el valor ideal de profundidad de la fundación es de unos ocho metros, esta afirmación radica en que el momento último mínimo se da a esta profundidad.

El análisis de este modelo final ha mostrado el modo nº8 como primer modo fundamental longitudinal ( $f=5,178\text{Hz}$ ) y el modo nº6 como el primer modo fundamental transversal ( $f=4,171\text{Hz}$ ). Estos modos de vibración cuentan con un 31,91% y 51,99% de masa actuante respectivamente.

Tabla 24. Los 10 primeros modos resistentes del Puente Pedro de Valdivia (calibrado final).  
 Fuente: Elaboración propia

MODAL NO.	MASSES LC	Frequency [Hertz]	Effective modal Mass			Factor		
			X[t]	Y[t]	Z[t]	X[%]	Y[%]	Z[%]
1	9001	1,356	954	0	0	16,72	0	0
2	9002	2,035	0	0	28	0,01	0	0,49
3	9003	2,91	0	530	0	0	9,29	0
4	9004	3,48	0	0	1772	0	0	31,07
5	9005	4,082	0	18	0	0	0,31	0
6	9006	4,171	0	2966	0	0	51,99	0
7	9007	4,19	1759	0	0	30,83	0	0
8	9008	5,178	1821	0	0	31,91	0	0
9	9009	6,09	0	0	0	0	0	0
10	9010	6,541	10	0	126	0,18	0	2,21

El resultado de esta calibración muestra que el periodo fundamental de vibración es igual a 0,737 segundos, correspondiente al primer modo de vibración, ya que cuenta con un 24,5% de masa participativa.

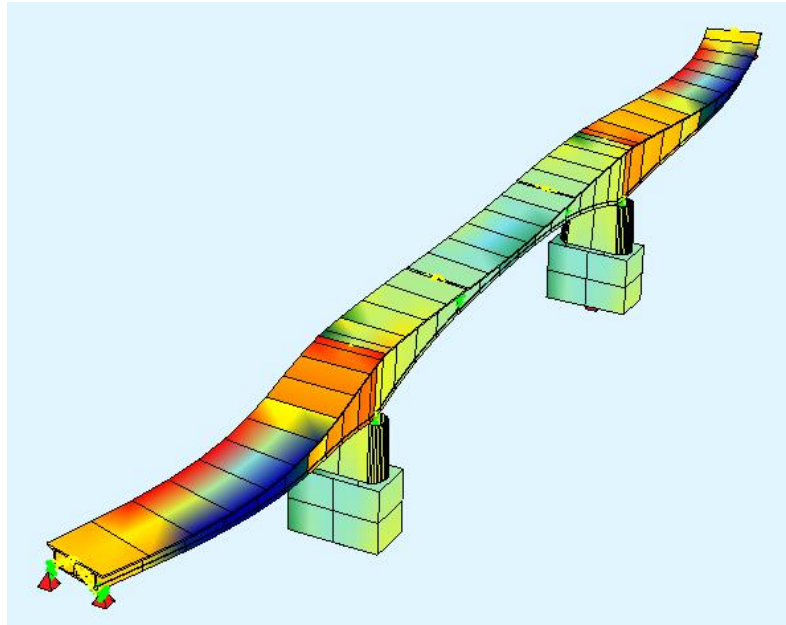


Figura 52. Primer modo fundamental transversal (calibración final).  
 Fuente: Elaboración propia

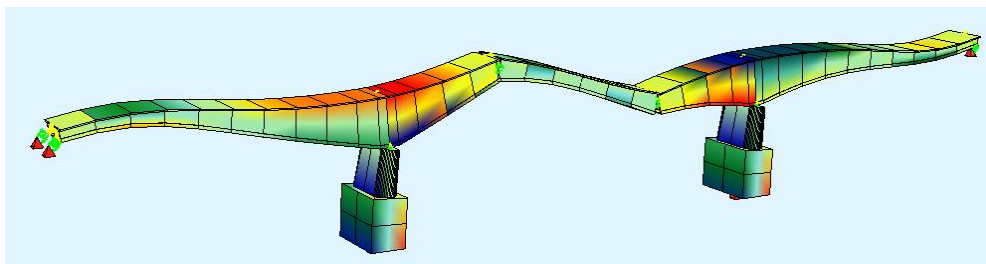


Figura 53. Primer modo fundamental longitudinal (calibración final).  
 Fuente: Elaboración propia

Las cargas que actúan sobre el puente unido al efecto sísmico hacen que aparezcan unos esfuerzos en la base de la pila que son necesarios conocer para así poder comprobar la capacidad resistente del puente.

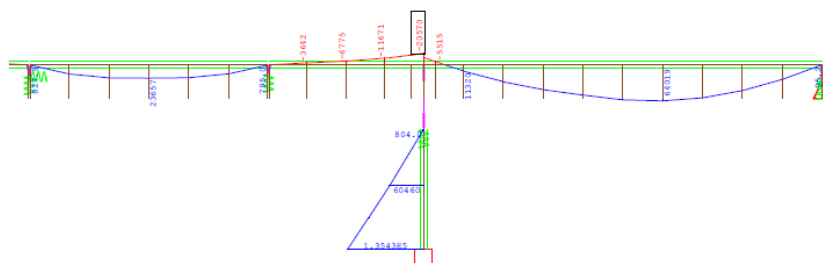


Figura 54. Momento flector máximo debido a la acción sísmica longitudinal (calibrado final).  
 Fuente: Elaboración propia

En esta figura se puede observar cómo se ese momento máximo último se lleva a la base de la fundación reduciendo el momento en la base de la pila que se está estudiando. Finalmente se comprueban nuevamente dos escenarios, el actual y la formación de rotulas deslizantes.

Tabla 25. Esfuerzo último en la base de la pila, (calibración final). Fuente: Elaboración propia

	AXIL [KN]	MOMENTO [KN.M]
<b>SISMO LONGITUDINAL</b>	12228	60460
<b>SISMO TRANSVERSAL</b>	12228	111020

Tabla 26. Esfuerzo último en la base de la pila, rótulas deslizantes (calibración final). Fuente: Elaboración propia

	AXIL [KN]	MOMENTO [KN.M]
<b>SISMO LONGITUDINAL</b>	12224	63553
<b>SISMO TRANSVERSAL</b>	12224	118020

## 8.2 Estudio paramétrico del efecto de intensidad del sismo

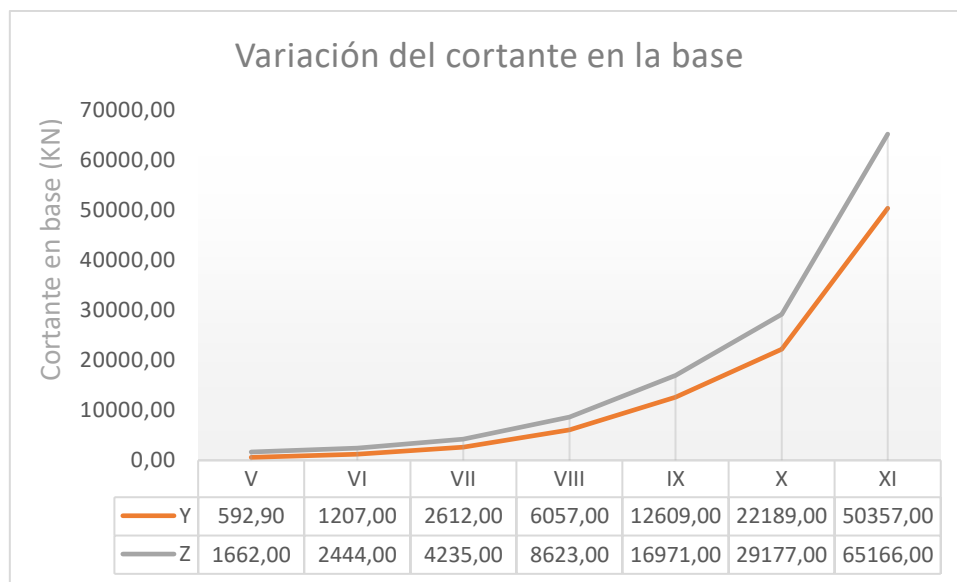
Para la resolución de este apartado, se parte de un modelo del Puente Pedro de Valdivia realizado con el programa de elementos finitos, Sofistik. En él se obtendrán diferentes valores tanto de cortantes en la base, como desplazamientos.

Se pretende obtener una curva característica que muestre cómo actúa el puente tras sufrir diferentes tipos de terremotos, es decir, para diferentes intensidades. Para ello se introducen en el modelo nuevas aceleraciones sísmicas ( $A_0$ ) que simulan la acción de terremotos clasificados, según la escala de Mercalli, V, VI, VII, VIII, IX, X y XI. Estas intensidades son las que se han dado a lo largo de la historia en la ciudad de Valdivia y aunque algunas intensidades recogidas sucedieron antes de la construcción del puente, todo indica que podrían darse una vez más [3].

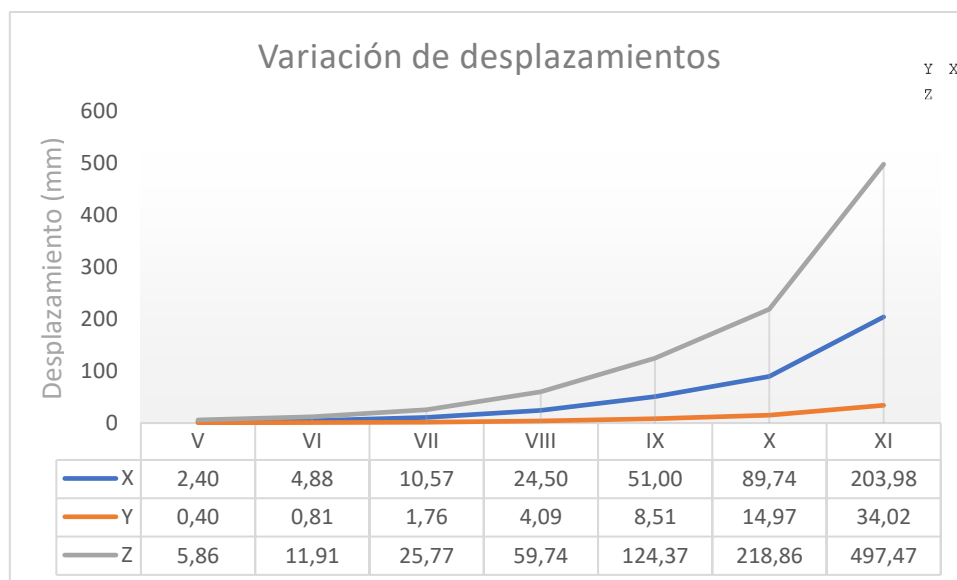
Tabla 27. Relación existente entre la intensidad y la aceleración del suelo. Fuente: Beles et al., 1975 [40]

Aceleración máxima del suelo	Grado sísmico (MM)
0,03g	V
0,061g	VI
0,132g	VII

0,306g	VIII
0,637g	IX
1,121g	X
2,548g	XI



Gráfica 4. Variación del cortante en base (Y-transversal, Z-longitudinal).  
 Fuente: Elaboración propia



Gráfica 5. Variación del desplazamiento del puente (X-Y-Z).  
 Fuente: Elaboración propia



Estudio Técnico. Universidad Austral de Chile.  
“Análisis modal y comportamiento del Puente Pedro de Valdivia  
frente al sismo de 1960”

A la hora de referirse al cortante en la base de la pila, se puede apreciar cómo se comporta éste. Los ejes Y y Z sufre un gran aumento al pasar de una intensidad de X a XI, un incremento de casi 45%.

Por otro lado, si se refiere al desplazamiento que sufre el puente, hasta una intensidad de sismo categorizado como X tanto en eje X, como en eje Y cuentan con una distribución lineal y bastante controlada. No obstante, el eje Z se ve un incremento exponencial, tal es así que si se comparan las intensidades VIII-XI el incremento es de 120%. Este desplazamiento máximo se da en el vano central del puente.

En definitiva, las respuestas sísmicas en cuanto a cortante en la base presentan un patrón similar para los ejes Y-Z, mientras que, para desplazamientos máximos, los ejes que cuentan con un patrón similar son los ejes X-Z.

Lo ideal para este estudio paramétrico sería contar con respuestas reales del puente tras las intensidades de diferentes sismos que se han tenido en cuenta, ya que de este modo se podría observar el comportamiento real del puente y no sólo una simulación. Así se podría tener una referencia clara de cómo responde el puente ante diferentes acciones sísmicas. De hecho, que el terremoto de Valdivia supusiese una intensidad de grado XI no significa que toda la ciudad estuviese expuesta a esa intensidad, de hecho, se sabe que en la zona del puente está intensidad no se llegó a dar ya que como se ha visto en los gráficos anteriores los esfuerzos se disparan produciéndose un fallo claro de la estructura.

## 9. RESULTADOS

### 9.1 Modelo preliminar

Una vez modulado los datos dado en el modelo preliminar de Sofistik, se pasa a calcular los esfuerzos que sufren las pilas. En este caso se obtendrán resultados a partir de la acción del sismo longitudinal, ya que, según informes recogidos, es el más restrictivo a la hora de calcular su Factor de Seguridad (FS) y el factor R (NCSP-07, 2008).

Tabla 28. Comprobación del efecto del sismo longitudinal para los distintos niveles de confianza.  
 Fuente: Elaboración propia

Sismo longitudinal	95%	90%	80%
$M_p$	58030	58030	58030
$\phi M_N$	38160	39570	41060
FS	0,65	0,68	0,71
R	1,52	1,47	1,41

Tabla 29. Comprobación del efecto del sismo transversal para los distintos niveles de confianza.  
 Fuente: Elaboración propia

Sismo transversal	95%	90%	80%
$M_u$	107990	107990	107990
$\phi M_N$	101400	104750	107810
FS	0,93	0,97	0,99
R	1,07	1,03	1,00

Según los datos obtenidos se puede observar que a pesar de que los valores de factor R de reducción obtenidos se encuentren dentro de los límites impuestos por la norma NCSP-07, se encuentra en el límite de la formación de rótula plástica para la disipación de energía. No obstante, esto no es una situación real, ya que como se ha explicado en el apartado 8.1.3 la situación de que las rótulas no cumplan su función principal no es real.

### 9.2 Calibrado del modelo

Tras la primera calibración del modelo, en el cual se ha optado por permitir el giro en las rótulas, es decir, descartar la opción de que las rótulas adquieren una rigidez tan elevada como para rigidizar la viga Gerber.

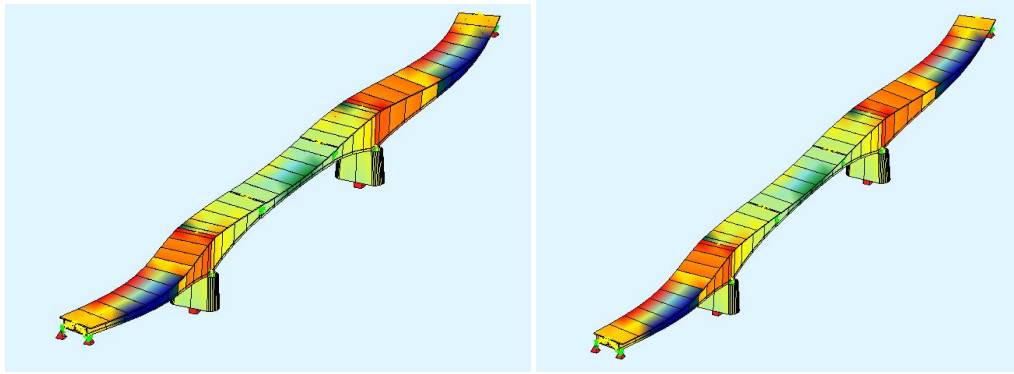


Figura 55. Primer modo fundamental transversal modelo preliminar y calibrado.  
 Fuente: Elaboración propia

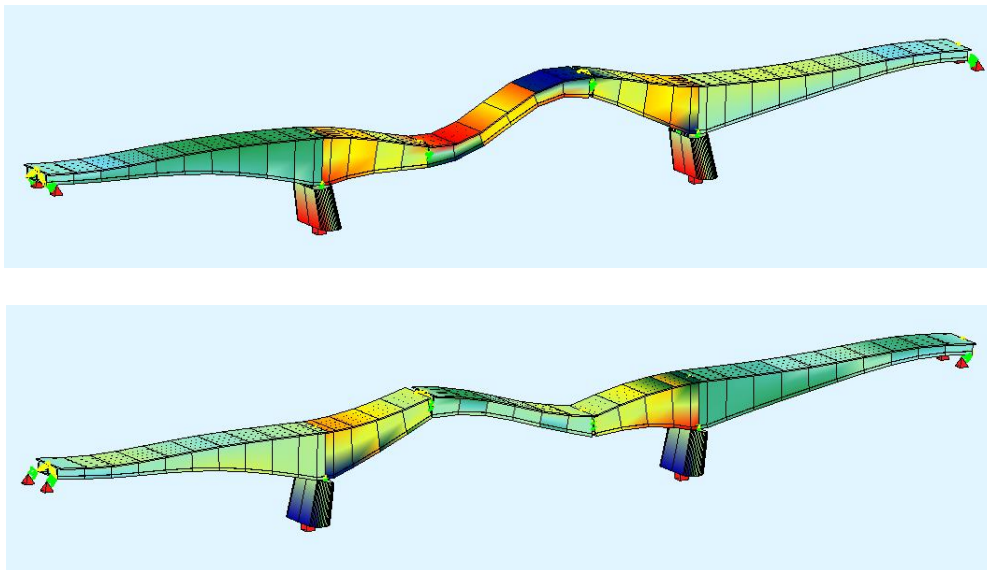


Figura 56. Primer modo fundamental longitudinal modelo preliminar y calibrado.  
 Fuente: Elaboración propia

Aun haciendo esta modificación en el modelo, se comprueba que todavía existe una discrepancia entre el modo nº6 del informe del diagnóstico y este modelo, esto se puede deber que las frecuencias entre los modos 6 y 7 son muy próximas entre sí.

Según los resultados obtenidos se puede comprobar que la diferencia destacada entre ambos modelos es debida a las rótulas que conforman la viga Gerber. A continuación, se muestra una tabla comparativa de lo mencionado, es decir, restricción de giro en las rótulas o no.



Tabla 30. Comprobación del efecto del sismo longitudinal para los distintos niveles de confianza (modelo inicial y calibrado). Fuente: Elaboración propia

Sismo longitudinal	95%		90%		80%	
	INICIAL	CALIBRADO	INICIAL	CALIBRADO	INICIAL	CALIBRADO
$M_u$	58030	67972	58030	67972	58030	67972
$\phi M_N$	38160	38738	39570	39810	41060	41475
FS	0,65	0,57	0,68	0,59	0,71	0,61
R	1,52	1,75	1,47	1,70	1,41	1,64

A parte del cambio que se puede ver comparando ambos modelos, se ha detectado que el modelo inicial contaba con algunos parámetros que discrepaban de los impuestos por el Manual de Carreteras referidos al espectro de diseño. Por ello, a continuación, se van a comparar ambos escenarios: estructura viga Gerber (escenario 1) y estructura viga Gerber más respuesta sísmica en función del Manual de Carreteras (escenario 2).

Tabla 31. Comprobación del efecto del sismo longitudinal para los distintos niveles de confianza (escenario 1). Fuente: Elaboración propia

Sismo longitudinal	95%	90%	80%
$M_u$	67970	67970	67970
$\phi M_N$	38738	39810	41475
FS	0,57	0,59	0,61
R	1,75	1,71	1,64

Tabla 32. Comprobación del efecto del sismo longitudinal para los distintos niveles de confianza (escenario 2). Fuente: Elaboración propia

Sismo longitudinal	95%	90%	80%
$M_u$	67972	67972	67972
$\phi M_N$	38738	39810	41475
FS	0,57	0,59	0,61
R	1,75	1,71	1,64

Como se ha podido observar, esos parámetros han resultado insignificantes a la hora evaluar los esfuerzos que sufre la pila en su base. Esto se debe a que la respuesta sísmica viene influenciada únicamente por los valores  $S_a$  y  $S_b$  ( $m/s^2$ ).

Tabla 33. Comprobación del efecto del sismo transversal para los distintos niveles de confianza (escenario 2).  
 Fuente: Elaboración propia

Sismo transversal	95%	90%	80%
$M_u$	107840	107840	107840
$\phi M_N$	100305	104630	108689
FS	0,93	0,97	1,00
R	1,07	1,03	1,00

Según los resultados obtenidos se puede observar que a pesar de que los valores de factor R de reducción se encuentran dentro de los límites impuestos por la norma NCSP-07, éstos están en el límite de la formación de rótula plástica para la disipación de energía.

Este valor de  $R=1,75$  es mayor que el impuesto por la norma para pilas verticales de hormigón armado ( $R=1,5$ ) propio de una ductilidad limitada. Este concepto de ductilidad limitada viene a referirse que la estructura alcanza un cierto grado de plastificación que, sin ser significativo, da lugar a una disipación de energía. En otras palabras, el puente se comporta esencialmente de un modo elástico.

Cuando se habla de una ductilidad limitada, los esfuerzos que se proyectan, debidos al sismo, son menores que los que corresponderían a una estructura con comportamiento elástico. Esta reducción es debida a que la estructura es capaz de deformarse en el régimen no lineal.

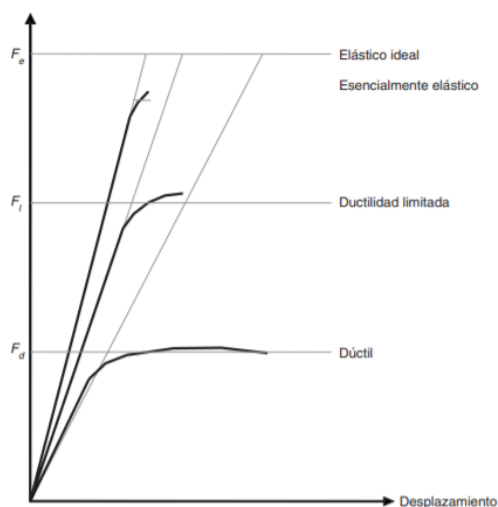


Figura 57. Comportamiento sísmico en función del tipo de comportamiento.  
 Fuente: NCSP-07, 2008

En cuanto al sismo transversal, incluso en una situación especial en la cual se admite tan solo un 5% de fracción defectuosa cumple con los requisitos impuestos por la NCSP-07, es decir el puente es capaz de resistir sin necesidad de ayuda adicional. Un  $R=1,07$  se puede obtener mediante los mecanismos habituales destinados a la disipación como es el caso de la fisuración del hormigón.

### 9.3 Calibración final del modelo

Tras varias calibraciones y cálculos paralelos se ha determinado que la fundación existente en la base de la pila tiene un papel fundamental a la hora de responder a la cuestión de por qué el Puente Pedro de Valdivia aguantó el sismo más grande registrado en la historia de la humanidad.

Finalmente se van a obtener los factores necesarios para comprobar que existe una respuesta a lo acontecido en el sismo del año 1960. Para ello, como se ha realizado en los puntos anteriores se va a calcular el calcular su Factor de Seguridad (FS) y el factor R.

Tabla 34. Comprobación del efecto del sismo longitudinal para los distintos niveles de confianza (calibración final). Fuente: Elaboración propia

Sismo longitudinal	95%	90%	80%
$M_u$	60460	60460	60460
$\phi M_N$	36500	38191	40255
FS	0,60	0,63	0,67
R	1,65	1,58	1,50

Tabla 35. Comprobación del efecto del sismo transversal para los distintos niveles de confianza (calibración final). Fuente: Elaboración propia

Sismo transversal	95%	90%	80%
$M_u$	111020	111020	111020
$\phi M_N$	94885	99324	103783
FS	0,85	0,89	0,93
R	1,17	1,12	1,07

Tabla 36. Comprobación del efecto del sismo longitudinal para los distintos niveles de confianza (calibración final-rótulas deslizantes). Fuente: Elaboración propia

Sismo longitudinal	95%	90%	80%
$M_u$	63553	63553	63553
$\phi M_N$	36500	38191	40255
FS	0,57	0,60	0,63
R	1,74	1,66	1,58

Tabla 37. Comprobación del efecto del sismo transversal para los distintos niveles de confianza (calibración final-rótulas deslizantes). Fuente: Elaboración propia

Sismo transversal	95%	90%	80%
$M_u$	118020	118020	118020
$\phi M_N$	94885	99324	103783
FS	0,80	0,84	0,88
R	1,25	1,19	1,14

Tras los diferentes ensayos que se han realizado se ha llegado a la conclusión de que suponer que existen unas fundaciones bajo las cepas y que éstas se encuentran empotradas en su unión con las fundaciones consigue reducir en un 10,70% el momento último bajo la pila. Por consiguiente, el modelo final del puente quedaría tal que así:

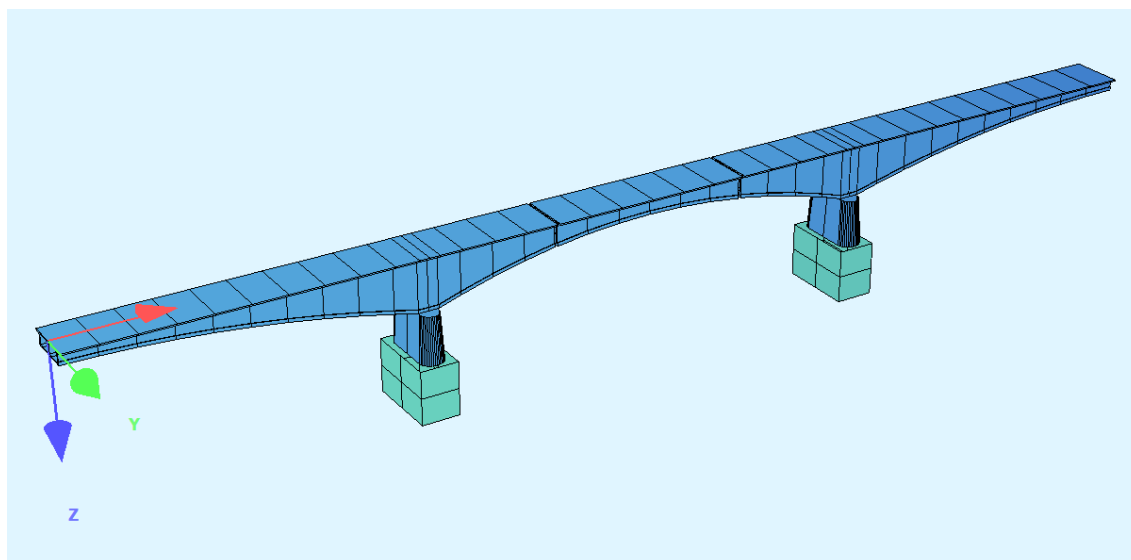


Figura 58. Modelo final del Puente Pedro de Valdivia, Sofistik.  
 Fuente: Elaboración propia

## 10. CONCLUSIONES

Una vez finalizado el estudio y comprobado los distintos niveles de confianza, así como el comportamiento del puente frente a diferentes cargas, se procede a explicar las conclusiones que se han ido deduciendo a lo largo de la tesis. Este estudio ha planteado una alternativa que pretende solucionar las incertidumbres debidas al **sismo longitudinal** de manera que la estructura resista sin la necesidad de formar rótulas plásticas.

En primer lugar, se ha podido comprobar que Chile es un país activo sísmicamente por lo que la ocurrencia de terremotos está en el día a día. Como se ha podido analizar, el Puente Pedro de Valdivia está situado sobre relleno que **no garantiza su estabilidad**, de hecho, según diferentes estudios realizados tras el sismo de 1960 se ha podido detectar que bajo las cepas centrales existe un **suelo** categorizado como **licuable**, es decir un tipo de suelo con muy baja capacidad portante y en el que la resistencia al corte es prácticamente nula. Este suceso se puede dar tanto para sismos moderados, como fuertes, ya que pueden dar cabida a la aparición de efectos geológicos. Esto hace suponer que un nuevo movimiento importante de suelo, incluso inferior al sismo registrado en el 1960, podría acabar con la vida de la estructura estudiada.

Tras conocer y analizar el suelo en que está asentado el puente se ha continuado analizando las características y estado del Puente Pedro de Valdivia. En dicho análisis se han podido destacar una serie de conclusiones que sin ser definitivas pueden dar una idea de cómo se puede comportar el puente en un futuro. La primera observación está basada en el **grado de deterioro** de elementos resistente tales como las barras antisísmicas. Estas barras que sirven para **disipar energía** cuentan con un deterioro del 30% de la sección transversal, en el caso de seguir incrementándose este deterioro sus características mecánicas se verán claramente disminuidas pudiendo llegar al estado en el cual deje de ser funcional, dificultando así una disipación por sismo transversal. Al igual que sucede con la pérdida de sección de estos elementos, existe un fenómeno de **carbonatación** que está comenzando a ser alarmante en algunas zonas del puente, ya que afecta a la sección de la armadura. Esto es un nuevo inconveniente que perjudica a la capacidad resistente del puente, una vez perdida la sección de la armadura se pierde esa capacidad que tiene el hormigón armado de soportar tensiones superiores a fct. Esto se debe a que una vez fisurado el hormigón no encuentra la armadura necesaria de soportar los diferentes esfuerzos axiales y flectores.

Dejando a un lado las características del puente, se ha procedido a introducirse en lo que realmente es el fin de esta tesis. Corresponde al diseño de un modelo que permita realizar un análisis modal del puente lo más próximo a la realidad, teniendo en cuenta los distintos tipos de apoyo, geometría y material.

Se ha podido comprobar que la hipótesis inicial impuesta por el modelo Sofistik en la cual supone que la estructura era hiperestática ha sido desechada desde un principio, es cierto que los momentos últimos bajo la pila se ven reducidos, pero esta no puede ser la solución que se busca debido a la imposibilidad de rigidizar por completo las rótulas que conforman la viga Gerber. Como se ha explicado en el apartado de resultados por mucho que se rigidicen o por mucha mugre que tenga la rótula es prácticamente imposible que el puente se comporte como un puente continuo. Por ello se ha procedido a liberar el giro en las **rótulas** de manera que por estos puntos el **momento** sea prácticamente **cero**.

En el momento que las rótulas empiezan a trabajar las frecuencias de vibración del puente se ven disminuidos, por otro lado, los momentos últimos en la base de la pila se ven incrementados por el hecho de que la viga Gerber entra en funcionamiento. Esta afirmación viene referida a que la parte central del puente se comporta como una viga isostática de forma que el puente consigue reducir los momentos positivos en la parte central del puente, pero indirectamente incrementa los momentos negativos en la zona de la pila. Los resultados obtenidos, no obstante, siguen contando con alguna incertidumbre en cuanto al sismo longitudinal. Por ello se han planteado tres nuevas hipótesis:

1. Reducción de respuesta sísmica: por mucho que se varíe la rigidez de los distintos elementos verticales, debido a que los periodos son relativamente pequeños, los diferentes modos de vibración se encuentran en la meseta (parte horizontal) del espectro de diseño con lo que la posibilidad de reducir la respuesta sísmica se ve complicada.
2. Rótulas deslizantes: se ha descartado que durante el sismo las rótulas pasasen a ser deslizantes, ya que si esto ocurriese esta parte central tendría un libre movimiento que siendo superior al ancho de la media madera podría suponer el desplome de la viga central. Además, es difícil que ambas rótulas se comporten así debido a la suciedad que se ha podido filtrar con el paso del tiempo, así como por la propia fricción existente.

3. **Fundación:** mediante esta nueva hipótesis se ha conseguido disminuir el momento último. La función de este nuevo elemento estructural es llevar el momento último a la base de la fundación. Añadida esta nueva fundación empotrada a la pila de estudio se ha podido concluir que la **estructura** se comporta de una forma **más flexible** reduciendo así los momentos en la base de la pila.

Tras esta nueva hipótesis planteada se han obtenido unos resultados que plantean que la razón por la cual aguantó el puente sin colapsar puede ser resultado de estas fundaciones. Se puede afirmar que el puente aguanta para una fracción defectuosa del 20%, es decir, para el estado más realista en el que en nivel de confianza es un 80%.

En cuanto a **actuaciones futuras** un nuevo método de cálculo como es el análisis pushover podría dar unos resultados interesantes que midan la funcionalidad del puente en base a diferentes fallos. Por otro lado, visto que existe una gran incertidumbre en cuanto a la construcción y aspectos mecánicos de la estructura, sumado al terreno en el cual se asienta este puente, no es de esperar que frente a un nuevo sismo catalogado como fuerte pudiera comportarse completamente diferente al del año 1960. Todo ello sumado a que el puente cuenta con más de 60 años y falta de mantenimiento hace presagiar que el puente necesite de una actuación a medio plazo para poder garantizar su funcionalidad. Por todo esto, como conclusión final se plantea la posibilidad de construir un nuevo puente que a parte de dar conexión Isla Teja-Centro de Valdivia, permita conocer todas las características de puente y éste esté diseñado en base a las normativas actuales que definen una estructura sísmicamente resistente: dúctil, resistente, liviana, simétrica y con elementos con buena capacidad para disipar energía.



Estudio Técnico. Universidad Austral de Chile.  
“Análisis modal y comportamiento del Puente Pedro de Valdivia  
frente al sismo de 1960”



## BIBLIOGRAFÍA

---

### 11. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Beck, S., S. Barrientos, E. Kausel and M. Reyes, Source characteristics of historic earthquakes along central Chile subduction zone (1998). Jour. South Am. Earth Sc. 11 (2) doi:10.12/S0895-9811(98)00005-4
- [2] Centro Sismológico Nacional (CSN). Universidad de Chile. “Sismicidad y Terremotos en Chile” <[http://www.sismologia.cl/pdf/difusion/001\\_terremotos\\_y\\_sismicidad\\_chile.pdf](http://www.sismologia.cl/pdf/difusion/001_terremotos_y_sismicidad_chile.pdf)> [consulta: 26 agosto 2019]
- [3] Rojas, C.F. (2010). Valdivia 1960. Entre aguas y escombros. Primera Edición, 2010
- [4] González G. (2010). Informe Terremoto de Maule: <[http://sociedadgeologica.cl/wp-content/uploads/2010/08/El terremoto del Maule Mw 8.pdf](http://sociedadgeologica.cl/wp-content/uploads/2010/08/El_terremoto_del_Maule_Mw_8.pdf)> [consulta: 26 agosto 2019]
- [5] Leyton, F.; Ruíz, S.; Sepúlveda, S. 2010. Reevaluación del peligro sísmico probabilístico en Chile central" Andean Geology. Vol. 37, No 2: pp. 455-472
- [6] Pardo M., Comte D., Monfret T., Boroschek R. y Maximiliano A. (2002). The October 15, 1997 Punitaqui earthquake (Mw=7,1): a destructive evento within the subducting Nazca plate in central Chile. Tectonophysics 345: 199-210
- [7] Alvarado, D. y Valdebenito, G. (2014). Microzonificación Sísmica en Zonas de Geología Compleja: Evaluación del Peligro Sísmico Local en Valdivia, Chile. Paper Nº 046
- [8] Centro Sismológico Nacional (2016). Tipos de sismo en Chile. <<https://www.csn.uchile.cl/tipos-de-sismos-chile/>> [consulta: 27 agosto 2019]
- [9] Barrientos, S. (2010). Informe Técnico Actualizado. Servicio Sismológico. <[http://www.sismologia.cl/links/Informe Terremoto Cauquenes.pdf](http://www.sismologia.cl/links/Informe_Terremoto_Cauquenes.pdf)> [consulta: 29 agosto 2019]

- [10] Brune, J. N. (1968). “Seismic moment, seismicity, and rate of slip along major fault zones”. Journal of Geophysical Research, 73(2), 777-784
- [11] Centro Sismológico Nacional (CSN). Universidad de Chile. Sismos importantes y/o destructivos. < <http://www.sismologia.cl/links/terremotos/index.html> > [consulta: 30 agosto 2019]
- [12] Terremoto de Valparaíso (1906). Build a free Website: AngelFire. <<http://www.angelfire.com/nt/terremotoValparaiso/>> [consulta: 2 septiembre 2019]
- [13] Terremoto Vallenar (1922). Boletín de sismos: Sismo24.cl <<http://www.sismo24.cl/500sismos/730h1922vall.html>> [consulta: 2 septiembre 2019].
- [14] Centro Sismológico Nacional (CSN). Universidad de Chile. Terremoto de Chillán 1939 <<https://www.csn.uchile.cl/efemerides-sismicas-terremoto-de-chillan-1939/>> [consulta: 2 septiembre 2019].
- [15] Terremoto de Valdivia de 1960. Wikipedia. <[https://es.wikipedia.org/wiki/Terremoto\\_de\\_Valdivia\\_de\\_1960](https://es.wikipedia.org/wiki/Terremoto_de_Valdivia_de_1960)> [consulta: 2 septiembre 2019].
- [16] Saragoni, G.; Lew, M.; Naeim, F.; Carpenter, L.; Youssef, N.; Rojas, F. y Schachter, M. (2010). Accelerographic measurements of the 27 February 2010 offshore Maule, Chile earthquake. The Structural Design of Tall and Special Buildings.
- [17] Scholz, C. H., & Campos, J. (2012). The seismic coupling of subduction zones revisited. Journal of Geophysical Research: Solid Earth, 117(B5).
- [18] Ramírez, N. (2017). “Valdivia ya no es zona libre de terremotos”. Noticiario Digital: EMOL. <<https://www.emol.com>> [consulta: 16 septiembre 2019].
- [19] Moreno, M.; Bolte, J.; Klotz, J., y Melnick, D. (2009). Impact of megathrust geometry on inversion of coseismic slip from geodetic data: Application to the 1960 Chile earthquake. Geophysical research letters, Vol. 36

- [20] Guarda, G. (2001). Nueva historia de Valdivia. Ediciones Universidad Católica de Chile, Santiago. 862p.
- [21] Ramírez, D. (1988). Algunas estimaciones referidas al tamaño del terremoto de Valdivia del año 1575. Actas V Congreso Geológico Chileno y Primeras Jornadas Chilenas de Geofísica. Departamento de Geología y Geofísica, Universidad de Chile.
- [22] Abedaño, J. Historia de Valdivia, Chile. <<https://historiadevaldivia-chile.blogspot.com/2012/01/terremoto-maremoto-1737.html>> [consulta: 16 septiembre 2019]
- [23] Abello, P.P. (1949). Terremoto de Valdivia del 13 de junio de 1907. Wordpress: Valdivia patrimonial. <<https://valdiviapatrimonial.wordpress.com>> [consulta: 17 septiembre 2019].
- [24] United States Geological Survey (USGS) science for changing world. <<https://earthquake.usgs.gov>> [consulta: 23 septiembre 2019].
- [25] Bariñao, J. Historia Frea de Chile: Energía del Terremoto de Valdivia. Vol. 1
- [26] Guzmán-Marín, P.; Lira, M.P.; Tassara, A., y Urrutia, R. (2015). El terremoto de 1960 y sus secuelas en la Cuenca del Lago Maihue. Riesgos y peligros geológicos asociados al Sistema de Fallas Liquiñe-Ofqui.
- [27] Retamal, E. (1978). "Informe de mecánica de suelos: Barrios Bajos de Valdivia entre calles Baquedano, Pérez Rosales, Frick y Phillippi" IDIEM (Instituto de Investigaciones y Ensayes de Materiales). Universidad de Chile. Santiago.
- [28] Louis Berger (2017). Informe Diagnóstico: Diagnósticos estructural puente Pedro de Valdivia.
- [29] Barozzi, R., y R. Lemke (1966). El suelo de fundación de la ciudad de Valdivia. Instituto de Investigaciones Geológicas. Estudios geotécnicos N°1. Santiago. Chile.
- [30] SERNAGEOMIN (2004). Geología para el ordenamiento territorial: Área de Valdivia, Región de los Ríos. Mapa 6: Características Geotécnicas Básicas y Respuesta Sísmica", Santiago, Chile.

- [31] Schanack, F. (2017). Informe de Ingeniería Básica: Estado Estructural del Puente.
- [32] Carracero, M. (2011). Reparación del Puente Pedro de Valdivia. Departamento de Puentes, provincia de Valdivia. Región de Los Ríos.
- [33] Terremoto. GeoEnciclopedia Portal Web.  
<<https://www.geoenciclopedia.com/terremoto/>> [consulta: 17 octubre 2019].
- [34] Glynn, J. y Heinke, G. (1999). Ingeniería ambiental. Prentice Hall 2ª Edición. México. 778 p.
- [35] Escala de magnitud e intensidad. EcuRed: Enciclopedia Digital. <<https://www.ecured.cu>> [consulta: 17 octubre 2019].
- [36] Gutenberg, B. y C. F. Richter (1954). Seismicity of the Earth and Associated Phenomena, Princeton Univ. Press.
- [37] Poblete, P.I. (2017). Caracterización de las fuentes sísmicas de subducción inter-placa de centro-sur de Chile a través de una información geográfica. Los Angeles.
- [38] Hanks, T. C., & Kanamori, H. (1979). Fault mechanics. Journal of Geophysical Research, 84(B5), 2145.
- [39] Beles, A.; Ifrim, M. y Yagüe, A.G. (1975). Elementos de Ingeniería Sísmica. Omega Edición nº1.
- [40] Paredes, J.L. (2014). Conceptos Básicos de Dinámica. Universidad Privada Antenor Orrego.  
< <https://es.slideshare.net/poolt1/conceptos-bsicos-de-dinmica> > [consulta: 24 octubre 2019].
- [41] Chopra, Anil K. (2012). Dynamics Of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering. Fourth Edition. University of California at Berkeley.
- [42] Oviedo, J.A. y Duque, M.P. (2006). Sistema de control de respuesta sísmica en edificaciones. Escuela de Ingeniería de Antioquia, Medellín. Colombia. 105-120 p

[43] Rojas, P.A. (2014). Análisis modal del banco de ensayo de vibraciones del Laboratorio del Departamento de Ingeniería Mecánica.

[44] Brüel and Kjaer. Application notes. “An introduction to modal testing”.  
<<http://www.bksv.com/>> [consulta: 25 octubre 2019].

[45] White, G. (2010). Introducción al Análisis de Vibraciones. U.S.A., Azima DLI, 1990-2010

[46] Análisis modal operacional: Teoría y Práctica.  
<<http://bibing.us.es/proyectos/abreproy/3828/fichero/Cap%C3%ADtulos%252F5+An%C3%A1lisis+modal.pdf>> [consulta: 28 octubre 2019]

Krawinkler, H. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. Stanford University, Stanford U.S.A.

[47] Safina, S. (2002). Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales, análisis de su contribución al riesgo sísmico. Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, departamento de ingeniería del terreno, cartografía y geofísica.

[48] Housner, G. W. (1956). Limit design of structures to resist earthquakes. Proceedings of the World Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California.

[49] Análisis dinámico. Análisis sísmico no lineal: pushover.  
<[file:///C:/Users/Win10%20User/Downloads/T4\\_Pushover%20\(2\).pdf](file:///C:/Users/Win10%20User/Downloads/T4_Pushover%20(2).pdf)> [consulta: 30 octubre 2019].

[50] Saavedra, C.A. (2018). Método del Pushover. Análisis estático no lineal.  
<<https://saavedraonline.wordpress.com/2018/05/30/metodo-del-pushover-analisis-estatico-no-lineal-webinar/>> [consulta: 30 octubre 2019].

[51] Romy M. y Prabha C. (2011). Dynamic Analysis of RCC Buildings with Shear Wall. International Journal of Earth Sciences and Engineering, ISSN 0974- 5904, Vol. 04, 659-662.

[52] Crisafulli, F. y Villafañe, E. (2002). Espectro de respuesta y de diseño. Academia: <[https://www.academia.edu/7797260/Ingenier%C3%ADa\\_Sismorresistente](https://www.academia.edu/7797260/Ingenier%C3%ADa_Sismorresistente)> [consulta: 30 octubre 2019].

#### Documentación, planos y Manuales de apoyo:

- Louis Berger (2017). Diagnóstico Estructural del Puente Pedro de Valdivia.
- Planos de reparación del Puente Pedro de Valdivia 1962.
- Ministerio de Obras Públicas (2018). Manual de Carreteras, Vol. 3: Instrucciones y criterios de diseño.
- Departamento de Obras Públicas, Ministerio de Obras Públicas (2017). Criterios Sísmicos para el Diseño de Puentes en Chile.
- American Association of State Highway and Transportation (2014). LRFD Bridge Design Specifications. AASTHO; pg 10(169-173).
- American Association of State Highway and Transportation (2002). Standard Specifications For Highway Bridges.
- Ministerio de Fomento (2008). Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes (NCSP-07).
- SOFISTIK (2018). Verification Manual. Mechanical Benchmarks.

#### Información adicional:

- Lagos, E. (2011). Terremotos ¿Una oportunidad para avanzar la agenda de cada gobierno? *Revista Anales, séptima serie, N°1*.
- Ewins, D.J. (2000). *Modal testing: theory, practice and application*. Research Studies Press LTD., Baldock, Hertfordshire, England 171:415-437
- Lanczos, C. (1950). An iteration method for the solution of the eigenvalue problem of linear differential and integral operators. *Journal of Research of the National Bureau of Standards* 45, 255-282
- Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada de Chile (SHOA).
- López, O.A. (2014). *Guía para la evaluación de edificaciones existentes con fines de adecuación sísmica*
- Gutiérrez A. (2015). *Método de Análisis No Lineal (Pushover)*